

TUGAS AKHIR TERAPAN - RC 145501

**ALTERNATIF PENGENDALIAN BANJIR AFVOER
PUCANG DENGAN SUDETAN DI DESA
CEMENGBAKALAN KABUPATEN SIDOARJO**

**BAYU OKTORUSADI
NRP. 3112 030 112**

**Dosen Pembimbing
Dr. Ir. SUHARJOKO, MT.
NIP. 19560119 198403 1 001**

**Ir. CHOIRUL ANWAR
NIP. 19520114 198803 1 001**

**PROGRAM STUDI DIPLOMA III TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2015**



TUGAS AKHIR TERAPAN - RC145501

**ALTERNATIF PENGENDALIAN BANJIR AFVOER
PUCANG DENGAN SUDETAN DI DESA
CEMENGBAKALAN KABUPATEN SIDOARJO**

**BAYU OKTORUSADI
NRP. 3112 030 112**

**Dosen Pembimbing
Dr. Ir. SUHARJOKO, MT.
NIP. 19560119 198403 1 001**

**Ir. CHOIRUL ANWAR
NIP. 19520114 198803 1 001**

**PROGRAM DIPLOMA III TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2015**

TUGAS AKHIR TERAPAN - RC 145501

**ALTERNATIVE FLOOD CONTROL PUCANG AFVOER
WITH SHORT-CUT RIVER ON CEMENGBAKALAN VILLAGE,
SIDOARJO DISTRICT**

**BAYU OKTORUSADI
NRP. 3112 030 112**

**Dosen Pembimbing
Dr. Ir. SUHARJOKO, MT.
NIP. 19560119 198403 1 001**

**Ir. CHOIRUL ANWAR
NIP. 19520114 198803 1 001**

**PROGRAM STUDI DIPLOMA III TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2015**



TUGAS AKHIR TERAPAN - RC145501

**ALTERNATIVE FLOOD CONTROL PUCANG AFVOER
WITH SHORT-CUT RIVER ON CEMENGBAKALAN VILLAGE,
SIDOARJO DISTRICT**

**BAYU OKTORUSADI
NRP. 3112 030 112**

**Dosen Pembimbing
Dr. Ir. SUHARJOKO, MT.
NIP. 19560119 198403 1 001**

**Ir. CHOIRUL ANWAR
NIP. 19520114 198803 1 001**

**PROGRAM DIPLOMA III TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2015**

**ALTERNATIF PENGENDALIAN BANJIR AFVOER
PUCANG DENGAN SUDETAN DI DESA
CEMENGBAKALAN KABUPATEN SIDOARJO**

TUGAS AKHIR TERAPAN

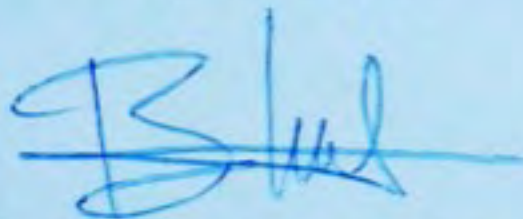
Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Ahli Madya Teknik

pada

Program Studi Diploma III Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :

Mahasiswa




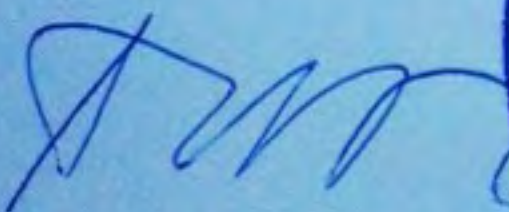
BAYU OKTORUSADI
NRP. 3112 030 112

Disetujui Oleh Pembimbing Tugas Akhir Terapan

Dosen Pembimbing 1

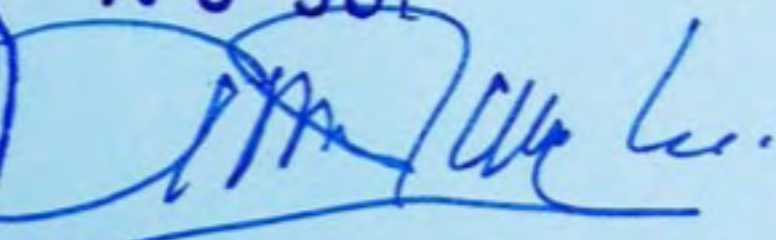
Dosen Pembimbing 2

13 JUL



Dr. Ir. SUHARJOKO, MT.

NIP. 19560119 198403 1 001



Ir. CHOIRUL ANWAR

NIP. 19520114 198803 1 001

SURABAYA, JULI 2015

13 JUL 2015

ALTERNATIF PENGENDALIAN BANJIR *afvoer* PUCANG DENGAN SUDETAN DI DESA CEMENGBAKALAN KABUPATEN SIDOARJO

Nama : Bayu Oktorusadi
NRP : 3112030112
Jurusan : Diploma III Teknik Sipil ITS
Dosen Pembimbing : 1. Dr. Ir. SUHARJOKO, MT.
2. Ir. CHOIRUL ANWAR

ABSTRAK

Tugas akhir terapan ini bertujuan untuk mengendalikan banjir di *afvoer* Pucang kabupaten Sidoarjo. Untuk mengendalikan banjir di saluran tersebut perlu mengurangi debit air di *afvoer* Pucang dan mengalirkannya ke *afvoer* Kemambang. Normalisasi sungai Pucang telah dilakukan namun langkah tersebut kurang mampu untuk mengatasi banjir di *afvoer* Pucang.

Untuk menghitung debit banjir yang terjadi digunakan metode rasional dan metode nakayasu sebagai pembanding. Dari debit banjir tersebut bisa diketahui berapa besar debit yang akan dialirkan ke saluran sudetan serta dimensi sudetan. Perhitungan kapasitas alir diperlukan untuk mengetahui kemampuan saluran tersebut untuk mengalirkan sejumlah debit air. Pengoperasian pintu air diatur dengan menganalisa elevasi muka air dan debit yang akan dialirkan.

Dari hasil analisa dan perhitungan yang ada didapatkan besar debit yang akan dialirkan melewati sudetan sebesar 10,20 m³/dt. Dimensi saluran sudetan direncanakan memiliki lebar dasar 3 m dan tinggi saluran 3 m. Pintu air Sumpat dibuka maksimal setinggi 1,4 m dan pintu air sudetan dibuka setinggi 1 m.

Kata kunci : *afvoer* Pucang, Sudetan, Banjir

**ALTERNATIVE FLOOD CONTROL PUCANG AFVOER
WITH SHORT-CUT RIVER ON CEMENGBAKALAN
VILLAGE, SIDOARJO DISTRICT**

Student Name : Bayu Oktorusadi
ID Number : 3112030112
Department : Diploma III Civil Engineering ITS
Supervisor : 1. Dr. Ir. SUHARJOKO, MT.
2. Ir. CHOIRUL ANWAR

ABSTRACT

This Applied final project aims to control flood in Sidoarjo district Pucang afvoer. For controlling this flood in that channel need to reduce the flow rate in afvoer Pucang and flowed that to afvoer Kemambang. Pucang river normalization has been done, but these measures are less able to cope with flooding in afvoer Pucang.

Calculating the flood discharge that occurs use rational methods and Nakayasu methods as a comparison. From the flood discharge can be known how great the discharge to be supplied to the diversion channel as well as the dimensions of short-cut river. The flow capacity calculate necessary is determining the ability of the channel to drain some water discharge. Operation floodgates governed by analyzing the water level and discharge that will be streammed.

Result from the analysing and calculationing there will be obtained a large discharge flowed through the diversion of 10,20 m³/sec. The dimensions of the planned diversion channel has a basic width of 3 m and a height of 3 m duct. Sumpud floodgates opened up as high as 1.4 m and the floodgates of short-cut opened up as high as 1 m.

Keyword : afvoer Pucang, River Short-cut, Flood

KATA PENGANTAR

Puji syukur kami panjatkan kepada Allah SWT. Yang telah memberikan rahmat dan hidayahNya dalam menyelesaikan Proposal tugas akhir terapan dengan judul “**Alternatif Pengendalian Banjir Afvoer Pucang Di Desa Cemengbakalan Kabupaten Sidoarjo Dengan Sudetan**”. Tugas akhir terapan ini merupakan salah satu syarat kelulusan bagi seluruh mahasiswa dalam menempuh pendidikan pada program studi Diploma Teknik Sipil FTSP ITS. Tugas akhir terapan ini disusun dengan tujuan untuk alternatif pengendalian banjir yang terjadi di daerah Sidoarjo Kota.

Kami ucapkan terima kasih atas segala bimbingan, arahan dan bantuan dari :

1. Kedua orang tua kami yang selalu memberikan motivasi dan do’a.
2. Bapak Ir. Sigit Darmawan, M.EngSc, Ph.D. selaku Kepala Program Studi Diploma Teknik Sipil ITS.
3. Dr.Ir. Suharjoko, MT. dan Ir.Choirul Anwar, selaku dosen pembimbing proyek akhir.
4. Rekan –rekan Diploma Teknik Sipil ITS serta semua pihak yang telah membantu dalam menyelesaikan Proposal Tugas Akhir ini, yang tidak dapat kami sebutkan satu persatu.

Kami menyadari bahwa dalam penulisan proposal tugas akhir terapan ini masih terdapat kekurangan dan kesalahan. Oleh karena itu kami mengharapkan adanya kritik dan saran yang membangun demi terciptanya hasil yang lebih baik.

Surabaya , Juli 2015

Penulis

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR ISI

ABSTRAK	i
<i>ABSTRACT</i>	ii
KATA PENGANTAR	iii
DAFTAR ISI	v
DAFTAR GAMBAR	ix
DAFTAR TABEL	xi
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	3
1.3 Batasan Masalah	3
1.4 Tujuan	3
1.5 Manfaat	4
1.6 Lokasi Studi	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	7
BAB III METODOLOGI	9
3.1 Studi Literatur	9
3.2 Pengumpulan Data	9
3.3 Analisa dan Pengolahan Data	10
3.3.1 Aspek Hidrologi	11
3.3.2 Aspek Hidrolika	25
3.3.3 Prosedur Pengoperasian Pintu Air	25
BAB IV ANALISA HIDROLOGI	29
4.1 Umum	29
4.2 Perhitungan Hidrologi Afvoer Pucang (Ds. Sumpu) ...	30
4.2.1 Perhitungan Curah Hujan Wilayah Maksimum	30
4.2.2 Perhitungan Parameter Statistik	33

4.2.3.	Perhitungan Distribusi Probabilitas Log Pearson Tipe III	36
4.2.4.	Perhitungan Uji Kecocokan	38
4.2.5.	Perhitungan Intensitas Hujan	43
4.2.6.	Perhitungan Koefisien Pengaliran	45
4.2.7.	Perhitungan Debit Rencana.....	46
4.3	Perhitungan Hidrologi Afvoer Pucang (Magersari)	61
4.3.1.	Perhitungan Intensitas Hujan	61
4.3.2.	Perhitungan Debit Rencana.....	63
4.4	Perhitungan Debit Afvoer Kemambang	75
4.4.1.	Perhitungan Curah Hujan Wilayah Maksimum 75	
4.4.2.	Perhitungan Parameter Statistik	77
4.4.3.	Perhitungan Distribusi Probabilitas Log Pearson Tipe III	80
4.4.4.	Perhitungan Uji Kecocokan	82
4.4.5.	Perhitungan Intensitas Hujan	86
4.4.6.	Perhitungan Debit Rencana.....	88
4.5	Rekapitulasi Hasil Analisa Hidrologi.....	89
BAB V	PERENCANAAN SALURAN SUDETAN	89
5.1.	Umum.....	89
5.2.	Perhitungan Kapasitas Alir Saluran	89
5.2.1.	Perhitungan Kapasitas Alir Afv. Pucang (Ds. Cemengbakalan)	90
5.2.2.	Perhitungan Kapasitas Alir Afv. Pucang (Kel. Magersari)	92

5.2.3.	Perhitungan Kapasitas Alir Afv. Kemambang (Ds. Cemengbakalan)	93
5.3.	Skema Pengaliran Eksisting	95
5.4.	Rencana Normalisasi Sungai <i>Afvoer</i> Kemambang...	97
5.5.	Perencanaan Dimensi Saluran Sudetan	102
5.6.	Pola Operasi Pintu Air.....	106
5.6.1.	Pola Pengoperasian Pintu Air Sumpu.....	106
5.6.2.	Pola Pengoperasian Pintu Air Sudetan ...	109
BAB VI PENUTUP		115
6.1.	KESIMPULAN.....	115
DAFTAR PUSTAKA		117

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR TABEL

Tabel 3.1 Nilai Variabel Reduksi Gumbel	13
Tabel 3.2 Nilai Kritis Do Untuk Uji Smirnov-Kolmogorov	18
Tabel 3.3 Koefisien Pengaliran Berdasarkan Karakteristik	20
Tabel 3.4 Koefisien Penyebaran Hujan (β)	23
Tabel 4.5 Tabel Curah Hujan Wilayah <i>Afvoer</i> Pucang	31
Tabel 4.6 Perhitungan Parameter Statistik Curah Hujan <i>Afvoer</i> Pucang.....	33
Tabel 4.7 Hasil Perhitungan Parameter Statistik	35
Tabel 4.8 Perhitungan Metode Distribusi Log-Pearson Tipe III <i>Afvoer</i> Pucang.....	36
Tabel 4.9 Hasil Perhitungan Distribusi Log-Pearson Tipe III <i>afvoer</i> Pucang.....	38
Tabel 4.10 Perhitungan Uji Kecocokan Chi-Kuadrat <i>Afvoer</i> Pucang.....	38
Tabel 4. 11 Perhitungan Xt <i>Afvoer</i> Pucang	40
Tabel 4.12 Tabel Uji Chi-Kuadrat <i>Afvoer</i> Pucang.....	41
Tabel 4.13 Perhitungan Uji Kecocokan Smirnov-Kolmogorov <i>Afvoer</i> Pucang.....	42
Tabel 4.14 Tabel Do Teoritis.....	43
Tabel 4.15 Curah Hujan Periode Ulang T Tahun <i>Afvoer</i> Pucang.....	44
Tabel 16 Tabel Intensitas Hujan Periode Ulang T Tahun	45
Tabel 4.17 Tabel Perhitungan Koefisien Pengaliran Gabungan <i>Afvoer</i> Pucang.....	46
Tabel 4.18 Tabel Perhitngan Debit Rencana Metode Rasional <i>Afvoer</i> Pucang.....	47
Tabel 4.19 Tabel Kurva Naik <i>Afvoer</i> Pucang.....	50
Tabel 4.20 Tabel Kurva Turun 1 <i>Afvoer</i> Pucang	50
Tabel 4.21 Tabel Kurva Turun 2 <i>Afvoer</i> Pucang	51
Tabel 4.22 Tabel Kurva Turun 3 <i>Afvoer</i> Pucang	52
Tabel 4.23 Hidrograf Periode Ulang 2 Tahun <i>Afvoer</i> Pucang.....	53
Tabel 4.24 Hidrograf Periode Ulang 5 Tahun <i>Afvoer</i> Pucang.....	54
Tabel 4.25 Hidrograf Periode Ulang 10 Tahun <i>Afvoer</i> Pucang.....	55
Tabel 4.26 Hidrograf Periode Ulang 25 Tahun <i>Afvoer</i> Pucang.....	56
Tabel 4.27 Hidrograf Periode Ulang 50 Tahun <i>Afvoer</i> Pucang.....	57

Tabel 4.28 Hidrograf Periode Ulang 100 Tahun <i>Afvoer</i> Pucang.	58
Tabel 4.29 Tabel Debit Maksimum Periode Ulang T Tahun <i>Afvoer</i> Pucang	59
Tabel 4.30 Curah Hujan Periode Ulang T Tahun <i>Afvoer</i> Pucang	61
Tabel 31 Intensitas Hujan Periode Ulang T Tahun <i>Afvoer</i> Pucang	62
Tabel 4.32 Perhitungan Debit Rencana Metode Rasional <i>Afvoer</i> Pucang.....	63
Tabel 4.33 Tabel Kurva Naik <i>Afvoer</i> Pucang.....	64
Tabel 4.34 Tabel Kurva Turun 1 <i>Afvoer</i> Pucang.....	65
Tabel 4.35 Tabel Kurva Turun 2 <i>Afvoer</i> Pucang.....	65
Tabel 4.36 Tabel Kurva Turun 3 <i>Afvoer</i> Pucang.....	66
Tabel 4.37 Hidrograf Periode Ulang 2 Tahun <i>Afvoer</i> Pucang.....	67
Tabel 4.38 Hidrograf Periode Ulang 5 Tahun <i>Afvoer</i> Pucang.....	68
Tabel 4.39 Hidrograf Periode Ulang 10 Tahun <i>Afvoer</i> Pucang ...	69
Tabel 4.40 Hidrograf Periode Ulang 25 Tahun <i>Afvoer</i> Pucang ...	70
Tabel 41 Hidrograf Periode Ulang 50 Tahun <i>Afvoer</i> Pucang.....	71
Tabel 4.42 Hidrograf Periode Ulang 100 Tahun <i>Afvoer</i> Pucang.	72
Tabel 4.43 Debit Maksimum Periode Ulang T Tahun <i>Afvoer</i> Pucang.....	73
Tabel 4.44 Curah Hujan Maksimum Wilayah <i>Afvoer</i> Kemambang	76
Tabel 4.45 Hitungan parameter Statistik <i>Afvoer</i> Kemambang	77
Tabel 4.46 Parameter Statistik <i>Afvoer</i> Pucang	79
Tabel 4.47 Hitungan Distribusi Probabilitas Log-Pearson Tipe III <i>Afvoer</i> Kemambang	80
Tabel 4.48 Hitungan Xt <i>Afvoer</i> Kemambang	81
Tabel 4.49 Hitungan Uji Kecocokan Chi-Kuadrat <i>Afvoer</i> Kemambang	82
Tabel 4.50 Hitungan Xt Uji Chi-Kuadrat <i>Afvoer</i> Kemambang ...	83
Tabel 4.51 Hasil Uji Chi-Kuadrat <i>Afvoer</i> Kemambang	84
Tabel 4.52 Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov <i>Afvoer</i> Kemambang	85
Tabel 4.53 Curah Hujan Rencana Periode Ulang T Tahun <i>Afvoer</i> Kemambang	86

Tabel 4.54 Intensitas Hujan Rencana <i>Afvoer</i> Kemambang	87
Tabel 4.55 Debit Banjir Periode Ulang Metode Rasional <i>Afvoer</i> Kemambang	88
Tabel 4.56 Rekapitulasi Analisa Hidrologi <i>Afvoer</i> Pucang Dan <i>Afvoer</i> Kemambang	89
Tabel 5.57 Perhitungan Kapasitas Alir <i>Afvoer</i> Pucang (Ds. Cemengbakalan)	91
Tabel 5.58 Perhitungan Kapasitas Alir <i>Afvoer</i> Pucang (Kelurahan Magersari)	93
Tabel 5.59 Perhitungan Kapasitas Alir <i>Afvoer</i> Kemambang (Ds. Cemengbakalan)	94
Tabel 60 Perhitungan beda tinggi afvoer Pucang dan afvoer Kemambang	112
Tabel 61 Tabel SOP Pengoperasian Pintu Air Sudetan	113

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Lokasi Studi.....	5
Gambar 3.2 Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu.....	24
Gambar 3.3 Titik Tinjau Elevasi Dengan Pelskal.....	26
Gambar 4.4 Pembagian Daerah Pengaruh Stasiun Hujan	31
Gambar 4.5 Pembagian Daerah pengaruh Stasiun Huan Afvoer Kemambang	75
Gambar 5.6 Potongan Memanjang P10 - P7 Afvoer Pucang	90
Gambar 5.7 Potongan Memanjang P6 – P2 Afvoer Pucang.....	90
Gambar 5.8 Potongan Memanjang P3 – P5 Afvoer Pucang.....	91
Gambar 5.9 Potongan Memanjang Afvoer Pucang (Kel. Magersari).....	92
Gambar 5.10 Potongan Memanjang Patok P0 – P3 Afvoer Kemambang	93
Gambar 5.11 Penampang Memanjang Patok P4 – P7 Afvoer Kemambang	94
Gambar 5.12 Skema Pengaliran Existing Afvoer Pucang dan Kemambang	96
Gambar 5.13 Skema Pengaliran Rencana Normalisasi Afvoer Kemambang	98
Gambar 5.14 Penampang Memanjang Existing Afvoer Kemambang	99
Gambar 5.15 Penampang Memanjang Rencana Normalisasi Afvoer Kemambang.....	99
Gambar 5.16 Penampang Existing Afvoer Kemambang	100
Gambar 5.17 Penampang Rencana Normalisasi Afvoer Kemambang	100
Gambar 5.18 Skema Pembagian Saluran Sudetan	102
Gambar 5.19 Potongan Memanjang Sudetan Box Culvert	103
Gambar 5.20 Potongan Memanjang Sudetan Pasangan Batu Kali	103
Gambar 5.21 Penampang Saluran Persegi (Box Culvert)	104
Gambar 5.22 Penampang Saluran Trapesium	105
Gambar 5.23 Penampang Dam Sumpit	107
Gambar 5.24 Tinggi Bukanan Dam Sumpit	108

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Di beberapa daerah kabupaten Sidoarjo sering terjadi banjir. Pemerintah Kabupaten Sidoarjo telah berupaya untuk mengatasi masalah banjir tersebut, namun masalah banjir masih belum teratasi di sebagian daerah banjir di Kabupaten Sidoarjo. Perubahan tata guna lahan di sebagian wilayah kabupaten Sidoarjo menjadi salah satu penyebab utama banjir di kota Sidoarjo. Daerah tambak yang ada di hilir sungai Pucang dan area pertanian yang berada di hulu sungai Pucang perlahan beralih fungsi menjadi perumahan, pabrik dan infrastruktur lainnya seperti jalan, rel kereta api dan lain-lain.

Afvoer Pucang memiliki panjang 21 km. Saluran pembuang ini melayani Desa Mojarangagung sampai Desa Bluru Kidul. Sebagian besar hulu *afvoer* Pucang masih berupa tanah asli, dan hanya sebagian hilir sungai yang telah dibangun tanggul/plengsengan. Normalisasi sungai Pucang telah dilakukan dengan pemancangan turap (*sheet pile*) pada salah satu sisi sungai, khususnya di sepanjang daerah Desa Pagerwojo dan Kelurahan Magersari. Pemancangan turap tersebut sampai sekarang masih terus berjalan, namun pemancangan turap tersebut butuh waktu yang cukup lama dan biaya yang relatif banyak.

Normalisasi sungai Pucang yang telah dilakukan dirasa kurang mampu untuk mengatasi banjir yang terjadi. Maka perlu langkah alternatif untuk mengurangi debit yang mengalir di *afvoer* Pucang. Pengurangan debit juga diperlukan ketika debit yang mengalir melebihi kapasitas alir sungai Pucang.

Di Desa Sumpat terdapat sebuah bendung gerak (pintu air) yang berfungsi untuk irigasi. Pintu air (dam) tersebut dibangun melintang pada *afvoer* Pucang. Permasalahan banjir terjadi ketika pintu air tersebut dibuka. Pembukaan pintu air tersebut menyebabkan banjir pada daerah hilir *afvoer* Pucang khususnya Kota Sidoarjo. Tinggi bukaan pintu air Sumpat mempengaruhi besarnya debit yang akan dialirkan ke bagian hilir *afvoer* Pucang (Kelurahan Magersari).

Terdapat daerah di mana jarak antara *afvoer* Pucang dan *afvoer* Kemambang saling berdekatan. Tepatnya di sebelah perumahan *d'gardenia city* Ds. Cemengbakalan. Jarak antara 2 *afvoer* di daerah tersebut adalah ± 100 m. Lokasi tersebut berada 1 km di bagian hulu pintu air. Hal ini sangat memungkinkan untuk digunakan sebagai lokasi sudetan karena jarak antar 2 *afvoer* yang tidak berjauhan dan berada di bagian hulu pintu air yang dapat mencegah banjir yang terjadi di bagian hilir *afvoer* Pucang.

Dalam pengerjaan tugas akhir terapan ini, pengendalian banjir di *afvoer* Pucang lebih ditekankan pada saluran sudetan. Saluran sudetan dipilih sebagai alternatif pengendalian banjir karena untuk memperbesar kapasitas *afvoer* Pucang bagian hulu sudah tidak bisa dilakukan akibat alasan sosial (pembebasan lahan).

Tugas akhir terapan ini membahas penanggulangan banjir di *afvoer* Pucang Kelurahan Magersari. Lokasi studi ini dipilih karena terjadi banjir di daerah tersebut. Sedangkan untuk daerah lain di sepanjang *afvoer* Pucang belum pernah terjadi banjir atau genangan air. Selain itu, penampang saluran Pucang yang lain (selain di Kelurahan Magersari) dirasa masih mampu untuk menampung debit banjir yang ada. Oleh karena itu, laporan tugas akhir terapan ini tidak membahas daerah lain di sepanjang *afvoer* Pucang kecuali daerah aliran sungai

Pucang di kelurahan Magersari, Desa Cemengbakalan dan Desa Sumpat.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan penjelasan latar belakang di atas, maka didapat beberapa permasalahan yang terjadi, antara lain :

- a. Berapa besar debit banjir pada *afvoer* Pucang dan *afvoer* Kemambang?
- b. Berapa kapasitas alir bagian hilir *afvoer* Pucang (Kelurahan Magersari)?
- c. Berapa besar debit dan dimensi saluran sudetan?
- d. Bagaimana pola operasi pintu air pada sudetan?

1.3 Batasan Masalah

Adapun batasan masalah yang akan dibahas dalam perencanaan sudetan *afvoer* Pucang ini, anatara lain :

- a. Analisa Hidrologi, meliputi :
 - Analisa hujan rata-rata
 - Analisa distribusi frekuensi hujan
 - Uji kesesuaian distribusi frekuensi
 - Perhitungan debit rencana
- b. Analisa Hidrolika, meliputi :
 - Perencanaan dimensi saluran
 - Prosedur pengoperasian pintu air

1.4 Tujuan

Tujuan penulisan tugas akhir terapan ini adalah sebagai berikut:

- a. Mengetahui debit banjir pada *afvoer* Pucang dan *afvoer* Kemambang.

- b. Mengetahui kapasitas alir bagian hilir *afvoer* Pucang (Kelurahan Magersari).
- c. Mengetahui debit dan dimensi saluran sudetan.
- d. Mengetahui pengaturan pola operasi pintu air pada sudetan dan pintu air Sumpot.

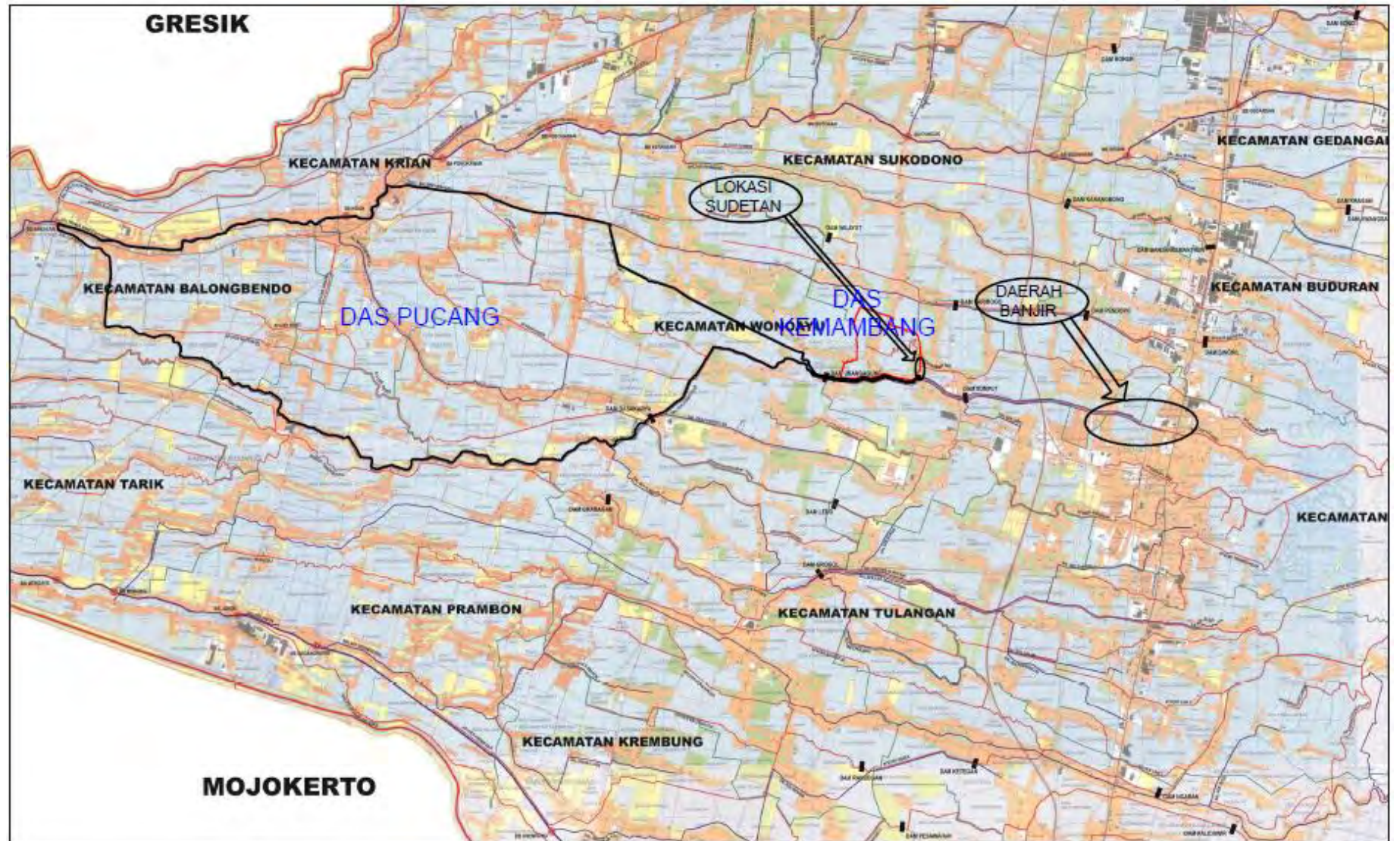
1.5 Manfaat

Manfaat dari tugas akhir ini diperuntukkan untuk 3 instansi/orang :

- Manfaat untuk mahasiswa : sebagai syarat kelulusan dan mengetahui kemampuan mahasiswa tersebut.
- Manfaat untuk pemerintah : sebagai kajian teknis dan alternatif dalam perencanaan dan pelaksanaan penanggulangan banjir pada *afvoer* Pucang.
- Manfaat untuk masyarakat : sebagai jalan keluar untuk menaggulangi banjir pada kawasan tempat tinggalnya.

1.6 Lokasi Studi

Lokasi studi terletak di Desa Cemengbakalan Kecamatan Sidoarjo Kabupaten Sidoarjo. (lihat Gambar 1.1)



Gambar 1.1 Lokasi Studi

“Halaman Ini Sengaja Dikosongkan”

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

Banjir sering terjadi di *afvoer* Pucang Kabupaten Sidoarjo. Banjir tersebut diakibatkan karena curah hujan yang tinggi, sehingga saluran *afvoer* Pucang tidak mampu menahan debit air yang terjadi. Penanganan seperti normalisasi dan pembuatan plengsengan serta pemancangan dinding turap telah dilakukan oleh Dinas PU Pengairan Kabupaten Sidoarjo. Namun langkah tersebut dianggap kurang mampu untuk mempercepat aliran genangan air yang terjadi di Kota Sidoarjo.

Dinas PU pengairan mengalokasikan Rp 700 juta. Anggaran yang diambil dari APBD tahun 2013 ini rencananya digunakan untuk menyudet *afvoer* pucang ke *afvoer* kemambang. Dengan demikian bila curah hujan tinggi dan *afvoer* pucang *overload*, air akan dialirkan ke *afvoer* kemambang sebelah utaranya. “Memang menyudet *afvoer* pucang jalan satu satunya untuk mengurangi genangan air ditengah kota”, ujar Kabag Oprasional PU Pengairan, Agus Hidayat (NN, 2011)

Nantinya, lanjut Agus, tepatnya di sekitar pintu air di Desa Sumpat akan di buatkan saluran ke utara dengan memasang *box cover* sampai ke *afvoer* Kemambang daerah Sariogo. “Tapi jangan salah, kita tidak bisa untuk mengurangi genangan air ditengah kota, mengingat kapasitas *afvoer* pucang tidak memungkinkan menampung semua debit air bila curah hujan tinggi, hanya dengan sistem menyudet, diharapkan bisa mengurangi beban *afvoer* pucang. Namun saat ditanya mengenai, apakah Dinas PU hanya berkonsentrasi menangani genangan air ditengah kota saja? padahal sesuai kenyataan banyak titik titik yang menjadi langganan genangan air di Sidoarjo sendiri. (NN, 2011)

Menanggapi hal tersebut Agus Hidayat mengatakan, titik langganan genangan air akan ditangani pada tahun ini. PU pengairan sendiri sudah berkoordinasi dengan balai besar provinsi Jatim untuk menangani hal tersebut. Untuk genangan di sekitar *afvoer* Sidokare, untuk tahun kemarin sudah dilakukan normalisasi, tetapi tidak sampai ke hilir. Oleh karena itu rencananya pada tahun ini, pekerjaan lanjutan normalisasi tersebut akan dilanjutkan Balai Besar. “Untuk semua titik rawan genangan sudah kita pikirkan termasuk solusinya pada tahun ini”, pungkasnya. (NN, 2011)

Dari hasil rekapitulasi dapat diambil suatu kesimpulan bahwa bila debit di *afvoer* Pucang berlebih bisa dialirkan ke *afvoer* Kemambang karena dasar dari kedua *afvoer* mempunyai beda tinggi 0,73 m. Dan lokasi untuk *shortcut* cukup ideal dikarenakan jarak antara kedua *afvoer* adalah 123 m (Sa'ud, 2013).

Debit air *afvoer* Pucang bisa dialirkan ke *afvoer* Kemambang dengan syarat *afvoer* Kemambang dalam keadaan kosong atau pada *afvoer* Kemambang waktu konsentrasinya pada saat banjir lebih cepat surut dari *afvoer* Pucang, dengan begitu debit bisa dialirkan karena mempunyai beda tinggi muka air. (Sa'ud, 2013)

BAB III

METODOLOGI

Ada 3 alternatif pengendalian banjir di *afvoer* Pucang, yaitu dengan memperbesar kapasitas *afvoer* Pucang, mengatur pengoperasian pintu air Sumpit dan dengan membuat saluran sudetan. Alternatif pertama dengan memperbesar kapasitas *afvoer* Pucang tidak bisa dilakukan karena alasan sosial (pembebasan lahan), serta kondisi sekitar yang tidak memungkinkan untuk dibuat parapet. Sehingga alternatif untuk pengendalian banjir di *afvoer* Pucang yang diambil adalah membuat saluran sudetan serta mengatur pengoperasian pintu air Sumpit.

Metode Perencanaan disusun untuk mempermudah pelaksanaan perencanaan, guna memperoleh pemecahan masalah sesuai dengan tujuan perencanaan yang telah ditetapkan. Metode perencanaan dilakukan dengan prosedur kerja yang sistematis, teratur dan tertib sehingga dapat dipertanggung-jawabkan secara ilmiah. Tahapan dalam perencanaan meliputi :

3.1 Studi Literatur

Analisa teori-teori dari berbagai literatur mengenai perencanaan saluran dan permasalahan yang berkaitan dengan perencanaan sudetan. Kegiatan menganalisa tersebut perlu data-data yang mendukung dari berbagai sumber yang berhubungan dengan perencanaan sudetan, khususnya sudetan *afvoer* Pucang.

3.2 Pengumpulan Data

Pengumpulan data diperoleh dari data primer dan data sekunder.

a. Data Primer

Pengumpulan data dengan melakukan peninjauan langsung ke lapangan dan wawancara, disebut juga survey ke lapangan. Data primer meliputi :

- Kondisi sungai saat ini (*existing*)
- Kendala dan masalah yang terjadi pada lokasi studi

b. Data sekunder

Data sekunder adalah data yang diperoleh tanpa melakukan pengamatan secara langsung di lapangan, namun data tersebut telah tersedia dan diberikan oleh instansi tertentu. Data sekunder meliputi :

- Peta topografi → untuk mengetahui gambaran lokasi studi, mengetahui kondisi topografi di sekitar lokasi, serta dapat dilakukan penentuan dan pengukuran situasi rencana lokasi sudetan.
- Data curah hujan → agar dapat melakukan perhitungan curah hujan rata-rata, curah hujan harian maksimum, dan intensitas hujan.
- Penampang sungai existing → untuk perhitungan debit rencana

3.3 Analisa dan Pengolahan Data

Dari data yang telah didapatkan, maka secara tidak langsung diketahui beberapa sebab permasalahan yang terjadi. Dari sebab dan dugaan sementara tersebut dapat direncanakan langkah-langkah untuk menyelesaikan masalah dengan menggunakan solusi berdasarkan teori dan studi literatur yang telah didapatkan.

Penyelesaian masalah berdasarkan sebab yang terjadi di lokasi studi meliputi 3 sub-bab yakni: aspek hidrologi, aspek hidrolika dan prosedur pengoperasian pintu air.

3.3.1 Aspek Hidrologi

Analisa data hujan sangat diperlukan dalam perhitungan untuk mencari debit banjir *afvoer* Pucang. Perhitungan debit dengan periode ulang tertentu pada perencanaan dengan menganalisa data-data hujan. Setelah diketahui debit banjir dengan berbagai periode ulang akan kita bandingkan dengan perhitungan kapasitas *afvoer* Pucang dengan metode perhitungan *manning* sehingga kita dapat menentukan periode ulang yang sesuai.

1. Perhitungan Curah Hujan Rata-Rata Wilayah

Menurut Soemarto, curah hujan yang diperlukan untuk suatu perencanaan sudetan adalah curah hujan rata-rata di suatu wilayah yang ditinjau. Curah hujan rata-rata pada suatu wilayah digunakan sebagai data dalam perhitungan selanjutnya hingga didapatkan debit rencana. Untuk menghitung curah hujan rata-rata wilayah menggunakan metode *Poligon Thiesen* karena persebaran stasiun hujan tidak merata dan jumlah stasiun hujan yang berpengaruh sebanyak 4 stasiun. Rumus *Poligon Thiesen* sebagai berikut :

$$d = \frac{A_1.d_1 + A_2.d_2 + A_3.d_3 + \dots + A_n.d_n}{A_1 + A_2 + A_3 + \dots + A_n}$$

$$d = \sum_{i=1}^n \frac{A_i.d_i}{A}$$

Keterangan :

A = Luas area (km²)

d = Tinggi curah hujan rata-rata wilayah (mm)

d_1, d_2, \dots, d_n = Tinggi curah hujan di stasiun 1, 2, ..., n (mm)
 A_1, A_2, \dots, A_n = Luas daerah pengaruh di stasiun 1, 2, ..., n (km²)

2. Penentuan Curah Hujan Rencana

Perhitungan curah hujan rencana berguna untuk menghitung debit banjir yang akan dipakai pada saat perencanaan sudetan. Analisa hujan rencana untuk periode ulang tertentu menggunakan beberapa metode distribusi menurut Soewarno, antara lain :

a. Distribusi Gumbel

Distribusi Gumbel umumnya digunakan untuk analisis data maksimum, misal untuk analisis frekuensi banjir. Rumus yang digunakan dalam perhitungan curah hujan rencana dengan metode Distribusi Gumbel Tipe 1 adalah :

$$Y = a(X - X_0)$$

$$a = \frac{1,283}{\sigma}$$

$$X_0 = \mu - 0,455\sigma$$

Keterangan :

σ = deviasi standar

μ = nilai rata-rata

Distribusi Gumbel tipe 1, mempunyai koefisien kemencengan CS = 1,139. Nilai Y, faktor reduksi Gumbel merupakan fungsi dari besarnya peluang atau periode ulang seperti ditunjukkan pada tabel berikut.

Tabel 3.1 Nilai Variabel Reduksi Gumbel

T (tahun)	Peluang	Y
1,001	0,001	-1,930
1,005	0,005	-1,670
1,05	0,01	-1,530
1,01	0,05	-1,097
1,11	0,10	-0,834
1,25	0,20	-0,476
1,33	0,25	-0,326
1,43	0,30	-0,185
1,67	0,40	0,087
2,00	0,50	0,366
2,50	0,60	0,671
3,33	0,70	1,030
4,00	0,75	1,240
5,00	0,80	1,510
10,00	0,90	2,520
20,00	0,95	2,970
50,00	0,98	3,900
100,00	0,99	4,600
200,00	0,995	5,290
500,00	0,998	6,210
1000,00	0,999	6,900

Sumber : Soewarno, 1995

b. Distribusi Normal

Distribusi Normal banyak digunakan dalam analisis hidrologi. Distribusi normal atau kurva normal disebut pula distribusi *Gauss*. Fungsi densitas peluang normal (*normal probability density function*) dari variabel acak kontinyu X dapat ditulis sebagai berikut :

$$P(X) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{\frac{1}{2}\left(\frac{X-\mu}{\sigma}\right)^2}$$

Keterangan :

$P(X)$	= fungsi densitas peluang normal
π	= 3,14156
e	= 2,71828
X	= variabel acak kontinyu
μ	= rata-rata dari nilai X
σ	= deviasi standar dari nilai X

Data variabel hidrologi yang telah dihitung besarnya peluang atau periode ulangnya, selanjutnya apabila digambarkan pada kertas grafik peluang akan membentuk persamaan garis lurus. Persamaan umum yang digunakan adalah :

$$X = \bar{X} + k . S$$

Keterangan :

X	= perkiraan nilai peluang pada periode ulang tertentu
\bar{X}	= nilai rata-rata hitung variat
S	= deviasi standar nilai variat
k	= faktor frekuensi

c. Distribusi Log Pearson Tipe III

Distribusi *log-Pearson* tipe III banyak digunakan dalam analisis hidrologi, terutama dalam analisis data maksimum (banjir) dan minimum (debit minimum) dengan nilai ekstrem. Bentuk distribusi *log-Pearson* tipe III merupakan hasil transformasi dari distribusi *Pearson* tipe III dengan menggantikan variat menjadi nilai logaritmik. Bentuk komulatif dari distribusi *log-Pearson* III dengan nilai variatnya X apabila digambarkan pada kertas peluang logaritmik merupakan model matematik persamaan garis lurus. Persamaan garis lurusnya adalah :

$$Y = \bar{Y} - k . S$$

Keterangan :

Y	= nilai logaritmik dari X
\bar{Y}	= nilai rata-rata dari Y
S	= deviasi standar dari Y
k	= konstanta distribusi log-Pearson

Prosedur untuk menentukan kurva distribusi log-Pearson tipe III, adalah :

1. Tentukan logaritma dari semua nilai variat X
2. Hitung nilai rata-ratanya :

$$\overline{\log x} = \frac{\sum \log x}{n}$$

n = Jumlah data

3. Hitung nilai deviasi standarnya dari $\log X$:

$$S \log \bar{X} = \sqrt{\frac{\sum (\log x - \overline{\log x})^2}{n-1}}$$

4. Hitung nilai koefisien kemencengan
5. Tentukan antilog dari $\log X$, untuk mendapat nilai X yang diharapkan terjadi pada tingkat peluang atau periode tertentu sesuai dengan nilai CS-nya.

3. Uji Kesesuaian Distribusi

Untuk menentukan kecocokan distribusi frekuensi dari sampel data terhadap fungsi distribusi peluang yang diperkirakan dapat menggambarkan/mewakili distribusi frekuensi tersebut diperlukan pengujian parameter. Pengujian parameter yang akan disajikan dalam bagian ini adalah :

1. Uji kecocokan chi-kuadrat (*chi-square*)
2. Uji kecocokan Smirnov-Kolmogorov

Umunya pengujian dilaksanakan dengan cara menggambarkan data pada kertas peluang dan menentukan apakah data tersebut merupakan garis lurus, atau dengan membandingkan kurva frekuensi dari data pengamatan terhadap kurva frekuensi teoritisnya.

1. Uji Kecocokan Chi-Kuadrat

Uji chi-kuadrat digunakan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik sampel data yang dianalisa. Pengambilan keputusan uji ini menggunakan parameter X^2 , oleh karena itu disebut dengan uji Chi-Kuadrat. Parameter X^2 dapat dihitung dengan rumus :

$$X_{h^2} = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$$

Keterangan :

X_{h^2} = parameter chi-kuadrat terhitung

G = jumlah sub-kelompok

O_i = jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke i

E_i = jumlah nilai teoritis pada sub keompok i

Prosedur uji Chi-Kuadrat adalah :

- a) Urutkan data pengamatan (dari besar ke kecil atau sebaliknya)
- b) Kelompokkan data menjadi G sub-grup, tiap-tiap sub-grup minimal 4 data pengamatan
- c) Jumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar E
- d) Hitung nilai sub-grup

$$(O_i - E_i)^2 \text{ dan } \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$$
- e) Jumlah seluruh G sub-grup nilai $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$ untuk menentukan nilai chi-kuadrat
- f) Tentukan drajat kebebasan $dk = G - R - 1$ (nilai $R = 2$, untuk distribusi normal)

Interpretasi hasil dari uji chi-kuadrat diketahui dari hasil hitungan peluangnya. Apabila peluang lebih dari 5 %, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima. Apabila peluang lebih kecil 1 %, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan tidak dapat diterima. Apabila peluang berada diantara 1-5 %, maka tidak mungkin mengambil keputusan. Perlu penambahan data. (Soewarno, 1995)

2. Uji kecocokan Smirnov-Kolmogorov

Uji kecocokan Smirnov-Kolmogorov sering disebut juga uji kecocokan non parametrik (*non parametric test*), karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu.

Prosedurnya adalah sebagai berikut :

1. Urutkan data (dari besar ke kecil atau sebaliknya) dan tentukan besarnya peluang dari masing-masing data tersebut.
2. Tentukan nilai masing-masing peluang teoritis dari hasil penggambaran data (persamaan distribusinya).
3. Dari kedua nilai peluang tersebut tentukan selisih terbesarnya antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis.

$$D = \text{maksimum} [P(X_m) - P'(X_m)]$$

4. Berdasarkan tabel nilai kritis (Smirnov-Kolmogorov) tentukan harga D_0 .
5. Apabila D lebih kecil dari D_0 maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi dapat diterima, apabila D lebih besar D_0 maka distribusi yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi tidak dapat diterima.

Tabel 3.2 Nilai Kritis D_0 Untuk Uji Smirnov-Kolmogorov

N	α			
	0,20	0,10	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,30	0,34	0,40
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,20	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,20	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23

Sumber : Soewarno, 1995

4. Koefisien Pengaliran (C)

Menurut Wesli, koefisien pengaliran (*runoff coefficient*) adalah perbandingan antara jumlah air hujan yang mengalir atau melimpas di atas permukaan tanah (*surface runoff*) dengan jumlah air hujan yang jatuh dari atmosfer. Nilai koefisien pengaliran berkisar anatar 0 sampai dengan 1 dan bergantung dari jenis tanah, jenis vegetasi, karakteristik tata guna lahan dan konstruksi yang ada di permukaan tanah seperti jalan aspal, atap bangunan dan lain lain yang menyebabkan air hujan tidak dapat sampai secara langsung ke permukaan tanah sehingga tidak dapat berinfiltrasi maka akan menghasilkan limpasan permukaan hampir 100%.

Untuk menentukan harga koefisien pengaliran dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$C_m = \frac{\sum_{i=1}^n A_i C_i}{\sum_{i=1}^n A}$$

Dimana :

C_m = Koefisien pengaliran rata-rata

A_i = Luas masing-masing tata guna lahan

C_i = Koefisien pengaliran masing-masing tata guna lahan

n = Banyaknya jenis penggunaan tanah dalam pengaliran

Besarnya koefisien pengaliran dapat dilihat pada tabel

Tabel 3.3 Koefisien Pengaliran Berdasarkan Karakteristik

Tipe Daerah Pengaliran	Kondisi	Koefisien Aliran C
Rerumputan	Tanah Pasir, datar 2%	0,05-0,10
	Tanah pasir, rata-rata 2-7%	0,10-0,15
	Tanah pasir, curam 7%	0,15-0,20
	Tanah gemuk, datar 2%	0,13-0,17
	Tanah gemuk rata-rata 2-7%	0,18-0,22
	Tanah gemuk, curam 7%	0,25-0,35
Perkantoran	Daerah kota lama	0,75-0,95
	Daerah pinggiran	0,50-0,70
Perumahan	Kepadatan 20 rumah/Ha	0,50-0,60
	Kepadatan 20-60 rumah/Ha	0,60-0,80
	Kepadatan 60-160 rumah/Ha	0,70-0,90
Perindustrian	Daerah ringan	0,50-0,80
	Daerah berat	0,60-0,90
Pertamanan, kuburan		0,10-0,25
Tempat bermain		0,20-0,35
Halaman kereta api		0,20-0,40
Daerah yang tidak dikerjakan		0,10-0,30
Jalan	Beraspal	0,70-0,95
	Beton	0,80-0,95
	Batu	0,70-0,85

Untuk berjalan dan naik		0,70-0,85
Atap		0,70-0,95

Sumber : Wesli, 2008

5. Intensitas Hujan

Menurut Wesli, intensitas hujan adalah jumlah hujan yang dinyatakan dalam tinggi hujan atau volume hujan tiap satuan waktu. Besarnya intensitas hujan berbeda-beda, tergantung dari lamanya curah hujan dan frekuensi kejadiannya. Intensitas hujan diperoleh dengan cara melakukan analisis data hujan baik secara statistic maupun secara empiris. Intensitas hujan adalah ketinggian hujan yang terjadi pada suatu kurun waktu air hujan terkonsentrasi. Untuk perhitungan intensitas curah hujan berdasarkan hujan harian dari stasiun curah hujan dapat dengan menggunakan rumus Mononobe seperti berikut :

$$I = \frac{R_{24}}{24} \left(\frac{24}{T_c} \right)^{\frac{2}{3}}$$

Dimana :

I = Intensitas curah hujan dalam t jam (mm/jam)

R_{24} = Curah hujan maksimum dalam 24 jam (mm)

T_c = Waktu konsentrasi (jam)

6. Debit Banjir Rencana

Dalam merencanakan bangunan air, misalnya: bendung, waduk, drainase dan lain sebagainya diperlukan untuk memperkirakan debit terbesar yang mungkin terjadi dalam suatu periode tertentu dari aliran sungai atau saluran. Debit

terbesar ini biasanya disebut debit rencana. Perhitungan debit rencana untuk saluran drainase kota dilakukan berdasarkan hujan harian maksimum yang terjadi pada periode ulang tertentu. Periode ulang adalah periode tertentu dimana kemungkinan akan banjir rencana berulang.

Pada tugas akhir terapan ini, metode perhitungan debit rencana menggunakan 2 metode. Yaitu metode rasional dan metode *nakayatsu*. Metode rasional sering digunakan dalam perhitungan saluran buangan khususnya untuk drainase perkotaan. Metode *nakayasu* digunakan sebagai pembanding dari hasil hitungan metode rasional.

Menurut wesli, rumus rasional yang dibuat secara empiris dan dapat menjelaskan hubungan antara hujan dengan limpasannya adalah :

$$Q = 0,278 \cdot C \cdot \beta \cdot I \cdot A$$

Keterangan :

Q = Debit (m^3/det)

C = Koefisien aliran

β = Koefisien tampungan

A = Luas daerah aliran (km^2)

Koefisien penyebaran hujan (β) merupakan nilai yang digunakan untuk mengoreksi pengaruh penyebaran hujan yang tidak merata pada suatu daerah pengaliran. Nilai besaran ini tergantung dari kondisi dan luas daerah pengaliran. Untuk daerah pengaliran relatif kecil biasanya kejadian hujan diasumsikan merata sehingga nilai koefisien penyebaran hujan $\beta = 1$. Koefisien penyebaran hujan (β) diperlihatkan Tabel 3 berikut ini :

Tabel 3.4 Koefisien Penyebaran Hujan (β)

Luas Daerah Pengaliran (km ²)	koefisien Penyebaran Hujan
0-4	1
5	0,995
10	0,980
15	0,955
20	0,920
25	0,875
30	0,820
50	0,500

Sumber : Wesli, 2008

Hidrograf satuan sintetik *nakayasu* sering digunakan dalam perencanaan untuk menentukan perencanaan dan perbaikan sungai di proyek sungai Brantas (Jawa Timur). Hidrograf satuan merupakan rumus empiris yang nantinya akan memperlihatkan kurva hidrograf pada saat naik maupun turun.

Rumus dari hidrograf satuan sintetik *Nakayasu* :

$$Q_p = \frac{C A R_0}{3,6 (0,3 T_p + T_{0,3})}$$

Keterangan :

- Q_p = Debit puncak banjir (m³/det)
 R_0 = Hujan satuan (mm)
 T_p = Tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir (jam)
 $T_{0,3}$ = Waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, dari debit puncak

sampai menjadi 30 % dari debit puncak.

Untuk menentukan T_p dan $T_{0,3}$ digunakan pendekatan rumus sebagai berikut ini :

$$T_p = T_g + 0,8 \cdot T_r$$

$$T_{0,3} = \alpha \cdot T_g$$

T_g adalah time lag, yaitu waktu antara hujan sampai debit puncak banjir (jam) T_g dihitung dengan ketentuan sebagai berikut :

- Sungai dengan panjang lebih dari 15 km ($L > 15$ km), maka

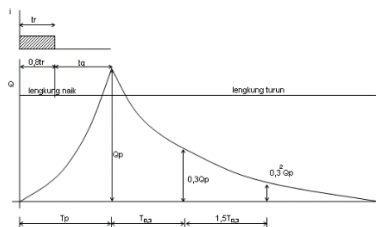
$$T_g = 0,40 + 0,058 \cdot L$$

- Sungai dengan panjang kurang dari 15 km ($L < 15$ km), maka

$$T_g = 0,21 \cdot L$$

α = Parameter hidrograf

t_r = satuan waktu hujan (1 jam).



Gambar 3.2 Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu

Rumus tersebut diatas merupakan rumus empiris , sehingga didalam penerapannya pada suatu daerah aliran sungai, dilakukan pemilihan parameter (yang sesuai dengan karakteristik daerah aliran sungainya, sehingga didapatkan unit hidrograf yang dihasilkan dari hujan efektif). (Soemarto, 1995)

3.3.2 Aspek Hidrolika

Pada sub bab ini akan menjelaskan tentang perencanaan dimensi saluran sudetan serta debit yang akan melewati bangunan tersebut.

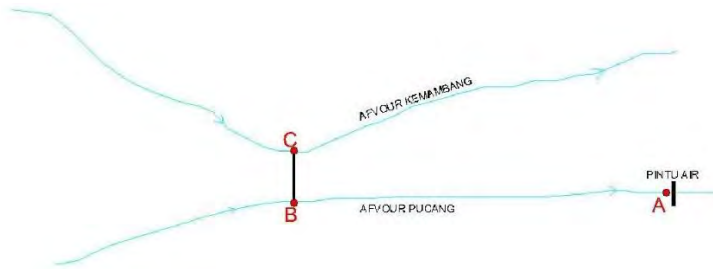
$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} I^{1/2}$$

Keterangan :

Q	= Debit Saluran
n	= Koefisien kekasaran manning
A	= Luas penampang basah
R	= Perbandingan luas dan keliling basah saluran
I	= Kemiringan saluran

3.3.3 Prosedur Pengoperasian Pintu Air

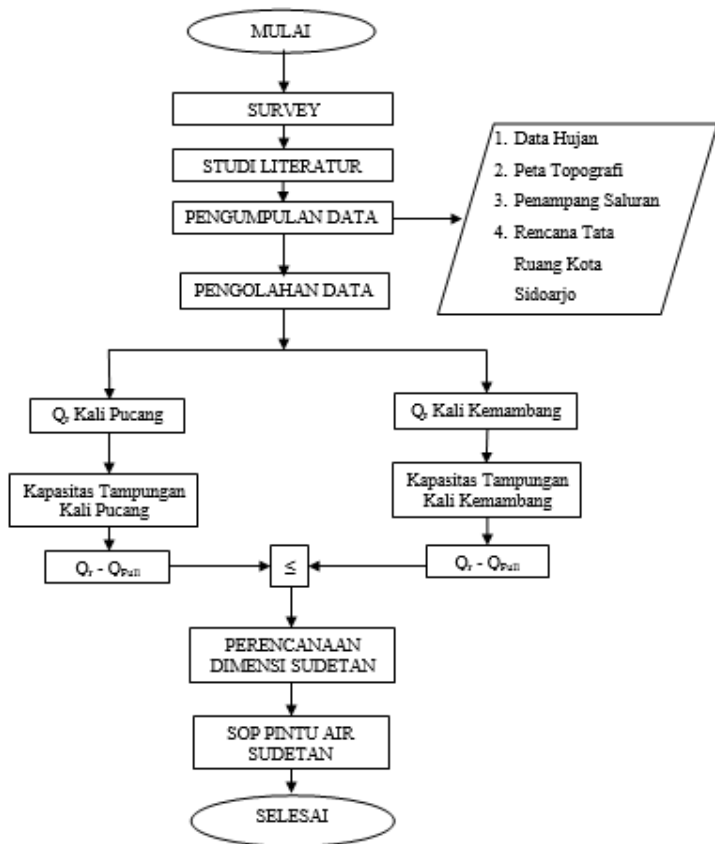
Setelah diketahui selisih debit rencana dan debit *full bank capacity* dari *afvoer* Pucang maka didapat debit yang akan dialirkan ke *afvoer* Kemambang. Namun tidak semua selisih dari dari 2 debit (debit banjir) *afvoer* Pucang tersebut akan dialirkan ke *afvoer* Kemambang. Jika keseluruhan debit bajir *afvoer* Pucang dialirkan ke *afvoer* Kemambang, maka kemungkinan *afvoer* Kemambang tidak mampu menampung tambahan debit dari *afvoer* Pucang.



Gambar 3.3 Titik Tinjau Elevasi Dengan Pelskal

Untuk mengatur berapa besar debit yang akan dialirkan ke *shortcut* sungai digunakan pintu air pada bagian *downstream* sudetan (*afvoer* Pucang). Pengoperasian pintu air tersebut disesuaikan dengan beda elevasi yang didapat dari beberapa titik tinjau yang ditunjukkan pada Gambar 4. Titik-titik tinjau tersebut terdapat di *downstream* bendung gerak (pintu air), *upstream* sudetan (*afvoer* Pucang), dan *downstream* sudetan (*afvoer* Kemambang). Setelah 3 titik tinjau tersebut ditarik maka akan diketahui bagaimana pengoperasian pintu sesuai beda elevasi yang terjadi.

FLOW CHART ALTERNATIF PENGENDALIAN BANJIR AFVOER PUCANG DENGAN SUDETAN DI DESA CEMENGBAKALAN KABUPATEN SIDOARJO



“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB IV

ANALISA HIDROLOGI

4.1 Umum

Pada perencanaan sudetan saluran ini, salah satu hal yang paling penting adalah pengolahan atau analisa data hidrologi. Analisa hidrologi ini sangat penting, dimana nantinya akan digunakan untuk menentukan besar debit banjir rencana yang akan mengalir pada saluran sudetan ini.

Tahapan untuk melakukan perhitungan adalah sebagai berikut:

1. Perhitungan curah hujan wilayah maksimum.
2. Perhitungan parameter statistika.
3. Perhitungan distribusi probabilitas.
4. Perhitungan uji kecocokan ditribusi.
5. Perhitungan intensitas hujan.
6. Perhitungan debit banjir rencana.

Pada saluran sudetan ini terdapat 2 *afvoer* yang diteliti yaitu *afvoer* Pucang dan *afvoer* Kemambang. Untuk analisa hidrologi, diteliti 3 titik kontrol yang berada di kedua *afvoer* tersebut. Dua titik kontrol berada di *afvoer* Pucang dan *afvoer* Kemambang Ds. Cemengbakalan yang berdekatan dengan Perumahan *d'gardenia city*. Dua titik kontrol ini akan menjadi *upstream* dan *downstream* saluran sudetan.

Selain itu, juga diteliti bagian hilir *afvoer* Pucang yang berada di daerah Magersari. Saluran bagian ini diteliti karena pernah terjadi banjir. Saluran pada daerah tersebut sebelumnya telah dilakukan normalisasi dengan pemancangan turap pada salah satu sisinya. Namun normalisasi tersebut masih kurang efektif untuk mengatasi banjir yang terjadi.

4.2 Perhitungan Hidrologi Afvoer Pucang (Ds. Sumput)

4.2.1. Perhitungan Curah Hujan Wilayah Maksimum

Analisa data curah hujan diperlukan dalam perhitungan curah hujan rata-rata dari suatu daerah aliran dan nantinya dapat ditentukan curah hujan harian dari stasiun-stasiun hujan yang berpengaruh pada *catchment area* tersebut. Data curah hujan yang tersedia adalah data curah hujan harian *afvoer* Pucang. Dari stasiun-stasiun hujan yang terdekat di sekitar daerah aliran *afvoer* Pucang dipilih 4 stasiun hujan yang berpengaruh, yaitu:

1. Stasiun Ketintang
2. Stasiun Klagen
3. Stasiun Ponokawan
4. Stasiun Sumput

Untuk analisa data hujan diambil data curah hujan harian selama 20 tahun (dari tahun 1995 sampai dengan tahun 2014). Perhitungan curah hujan wilayah maksimum menggunakan metode *polygon thiesen*.

Rumus *polygon thiesen*:

$$\frac{(R_1 \times A_1) + (R_2 \times A_2) + (R_3 \times A_3) \dots + R_n}{A_{Total}}$$

Keterangan:

R_n = Curah hujan maksimum tahunan pada stasiun hujan n

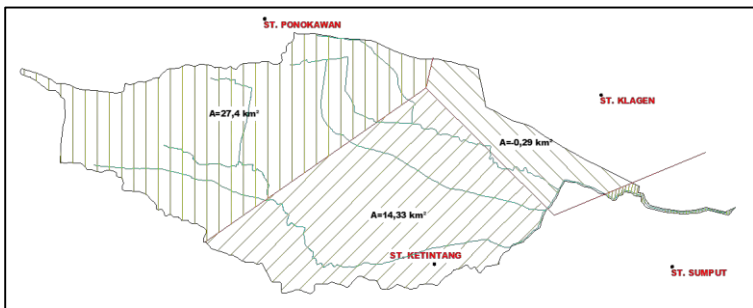
A_n = Luas daerah pengaruh hujan pada stasiun n

A_{Total} = Luas total daerah pengaruh hujan

Diketahui luas daerah pengaruh stasiun hujan sebagai berikut:

- Stasiun Ketintang : 14,33 km²
- Stasiun Klagen : 0,29 km²
- Stasiun Ponokawan : 27,4 km²
- Stasiun Sumput : 0,87 km²

Luas DAS Pucang sampai Ds. Cemengbakalan = 42,89 km².
Berikut adalah gambar pembagian daerah pengaruh stasiun hujan untuk *afvoer* Pucang.



Gambar 4.4 Pembagian Daerah Pengaruh Stasiun Hujan

Untuk perhitungan selanjutnya telah disajikan di tabel 4.5

Tabel 4.5 Tabel Curah Hujan Wilayah *Afvoer* Pucang

Tahun	Ketintang	Klagen	Ponokawan	Sumput	CH Rata-rata
1995	100	132	110	98	106.5642
1996	96	120	101	77	98.97109
1997	88	114	120	82	108.4971
1998	67	108	126	73	105.0907

Tahun	Ketintang	Klagen	Ponokawan	Sumput	CH Rata-rata
1999	110	100	130	80	122.1007
2000	85	80	120	96	107.5488
2001	90	93	87	95	88.20518
2002	85	125	97	125	93.74796
2003	110	128	92	150	99.4339
2004	140	117	106	110	117.5153
2005	105	96	124	96	116.8946
2006	75	106	70	80	72.11681
2007	85	107	94	92	91.04034
2008	85	84	46	83	60.03777
2009	115	75	74	95	88.13127
2010	90	90	98	88	95.07018
2011	125	125	154	160	144.2364
2012	105	103	91	141	96.77291
2013	85	99	95	115	91.89998
2014	91	137	125	135	113.824
				Jumlah	2017.699
				Rata-rata	100.885

4.2.2. Perhitungan Parameter Statistik

Sebelum perhitungan distribusi peluang, dilakukan perhitungan parameter statistik dengan menggunakan data yang ada. Data curah hujan terdapat pada tabel 4.6. Pada tabel tersebut terdapat curah hujan harian maksimum yang terdapat pada 4 stasiun hujan klagen, stasiun ponokawan, stasiun sumpat dan stasiun ketintang.

Tabel 4.6 Perhitungan Parameter Statistik Curah Hujan *Afvoer* Pucang

No	Tahun	Curah Hujan Rata-rata	$(x_i - \bar{x})$	$(x_i - \bar{x})^2$	$(x_i - \bar{x})^3$	$(x_i - \bar{x})^4$
1	1995	106.56	5.68	32.25	183.18	1040.33
2	1996	98.97	-1.91	3.66	-7.01	13.42
3	1997	108.50	7.61	57.94	441.08	3357.56
4	1998	105.09	4.21	17.69	74.39	312.87
5	1999	122.10	21.22	450.11	9549.39	202597.64
6	2000	107.55	6.66	44.41	295.93	1972.01
7	2001	88.21	-12.68	160.78	-2038.62	25849.24
8	2002	93.75	-7.14	50.94	-363.54	2594.56
9	2003	99.43	-1.45	2.11	-3.06	4.43
10	2004	117.52	16.63	276.57	4599.40	76489.40
11	2005	116.89	16.01	256.31	4103.42	65694.27
12	2006	72.12	-28.77	827.61	-23808.71	684932.66
13	2007	91.04	-9.84	96.92	-954.11	9392.84
14	2008	60.04	-40.85	1668.49	-68153.26	2783869.11
15	2009	88.13	-12.75	162.66	-2074.48	26457.23
16	2010	95.07	-5.81	33.81	-196.61	1143.23
17	2011	144.24	43.35	1879.35	81472.50	3531951.69

No	Tahun	Curah Hujan Rata-rata	$(x_i - \bar{x})$	$(x_i - \bar{x})^2$	$(x_i - \bar{x})^3$	$(x_i - \bar{x})^4$
18	2012	96.77	-4.11	16.91	-69.53	285.91
19	2013	91.90	-8.98	80.73	-725.36	6517.33
20	2014	113.82	12.94	167.42	2166.23	28028.94
Jumlah		2017.70	0.00	6286.65	4491.25	7452504.68
Rata-rata		100.88				

Untuk mengetahui apakah distribusi yang telah kita pakai di atas sudah sesuai dengan kriteria yang ada. Adapun kriteria tersebut adalah:

1. Nilai hujan rata-rata

$$\bar{R} = \frac{\sum Ri}{n}$$

$$\bar{R} = \frac{2017,70}{20}$$

$$\bar{R} = 100,88$$

2. Deviasi standart

$$Sd = \sqrt{\frac{\sum (Ri - \bar{R})^2}{n - 1}}$$

$$Sd = \sqrt{\frac{6286,65}{20 - 1}}$$

$$Sd = 18,19$$

3. Koefisien kemencengan

$$Cs = \frac{n \sum (Ri - \bar{R})^3}{(n - 1)(n - 2)Sd^3}$$

$$Cs = \frac{20.4491,25}{(n-19)(n-18)18,19^3}$$

$$Cs = 0,04$$

4. Koefisien keruncingan

$$Ck = \frac{n^2 \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^3}{(n-1)(n-2)(n-3)S^3}$$

$$Ck = 1,378$$

Kemencengan atau *skewness* adalah suatu nilai yang menunjukkan derajat ketidak-simetrisan dari suatu bentuk distribusi. Apabila suatu kurva frekuensi dari suatu distribusi mempunyai ekor memanjang ke kanan atau ke kiri. Sedangkan kurtosis atau keruncingan dimaksudkan untuk mengukur keruncingan dari bentuk kurva distribusi, yang umumnya dibandingkan dengan distribusi normal.

Tabel 4.7 Hasil Perhitungan Parameter Statistik

Nilai Rata-rata	100.88
Standart Deviasi	18.190
Koefisien Kemencengan	0.0436
Koefisien Keruncingan	1.378

Berdasarkan hasil perhitungan di atas diperoleh harga $Cs = 0,0436$ dan $Ck = 1,378$. Dengan demikian persyaratan parameter statistik yang paling cocok adalah metode **Log Pearson Tipe III**.

4.2.3. Perhitungan Distribusi Probabilitas Log Pearson Tipe III

Hujan maksimum harian rata-rata yang telah diurutkan dari besar ke kecil dianalisa untuk mendapatkan hujan dengan periode ulang tertentu.

Tabel 4.8 Perhitungan Metode Distribusi Log-Pearson Tipe III
Afvoer Pucang

CH Rata- rata (x)	log X	$(\log x_i - \overline{\log x})$	$(\log x_i - \overline{\log x})^2$	$(\log x_i - \overline{\log x})^3$
106.56	2.03	0.03	0.00	0.0000
98.97	2.00	0.00	0.00	0.0000
108.50	2.04	0.04	0.00	0.0001
105.09	2.02	0.02	0.00	0.0000
122.10	2.09	0.09	0.01	0.0007
107.55	2.03	0.03	0.00	0.0000
88.21	1.95	-0.05	0.00	-0.0001
93.75	1.97	-0.02	0.00	0.0000
99.43	2.00	0.00	0.00	0.0000
117.52	2.07	0.07	0.01	0.0004
116.89	2.07	0.07	0.01	0.0004
72.12	1.86	-0.14	0.02	-0.0027
91.04	1.96	-0.04	0.00	-0.0001
60.04	1.78	-0.22	0.05	-0.0104
88.13	1.95	-0.05	0.00	-0.0001
95.07	1.98	-0.02	0.00	0.0000
144.24	2.16	0.16	0.03	0.0043
96.77	1.99	-0.01	0.00	0.0000

CH Max (x)	log x	$(\log x_i - \overline{\log x})$	$(\log x_i - \overline{\log x})^2$	$(\log x_i - \overline{\log x})^3$
91.90	1.96	-0.03	0.00	0.0000
113.82	2.06	0.06	0.00	0.0002
JUMLAH		0.00	0.13	-0.0073

Berdasarkan pada di atas diperoleh hasil parameter statistik sebagai berikut:

1. Nilai hujan rata-rata

$$\overline{\text{Log R}} = \frac{\sum \text{Log Ri}}{n}$$

$$\overline{\text{Log R}} = 1,997$$

2. Deviasi Standart

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n}}$$

$$S = 0,082$$

3. Koefisien Kemencengan

$$CS = \frac{\frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^3}{S^3}$$

$$CS = -0,77$$

Berdasarkan koefisien kemencengan $Cs = -0,77$, maka harga K untuk tiap-tiap periode ulang. Sehingga dapat dihitung hujan rencana dengan periode ulang T tahun sebagai berikut:

$$\text{Log } X_t = \text{Log } \bar{X} + k \times S_{\text{Log } X}$$

Tabel 4.9 Hasil Perhitungan Distribusi Log-Pearson Tipe III
afvoer Pucang

Periode Ulang	k	Xt
2	0.132	101.761
5	0.780	115.046
10	1.336	127.820
25	1.998	144.890
50	2.453	157.927
100	2.891	171.584

4.2.4. Perhitungan Uji Kecocokan

Diperlukan pengujian parameter untuk menguji kecocokan distribusi frekuensi sampel data terhadap fungsi distribusi peluang yang diperkirakan dapat menggambarkan atau mewakili distribusi frekuensi tersebut. Pengujian parameter yang sering dipakai adalah chi-kuadrat dan Smirnov-Kolmogorov.

4.1.4.1. Uji Kecocokan Chi-Kuadrat

Tabel 4.10 Perhitungan Uji Kecocokan Chi-Kuadrat *Afvoer*
Pucang

Tahun	CH Rata-rata	Tahun	Log	m	P
2008	60.04	2008	1.77842456	1	4.76%
2006	72.12	2006	1.858036511	2	9.52%
2009	88.13	2009	1.945130009	3	14.29%
2001	88.21	2001	1.945494071	4	19.05%

Tahun	CH Rata-rata	Tahun	Log	m	P
2007	91.04	2007	1.959233851	5	23.81%
2013	91.90	2013	1.963315401	6	28.57%
2002	93.75	2002	1.971961826	7	33.33%
2010	95.07	2010	1.978044314	8	38.10%
2012	96.77	2012	1.985753789	9	42.86%
1996	98.97	1996	1.995508348	10	47.62%
2003	99.43	2003	1.997534477	11	52.38%
1998	105.09	1998	2.021564273	12	57.14%
1995	106.56	1995	2.027611468	13	61.90%
2000	107.55	2000	2.031605754	14	66.67%
1997	108.50	1997	2.035418072	15	71.43%
2014	113.82	2014	2.056233811	16	76.19%
2005	116.89	2005	2.067794502	17	80.95%
2004	117.52	2004	2.070094309	18	85.71%
1999	122.10	1999	2.086718235	19	90.48%
2011	144.24	2011	2.159074931	20	95.24%
Rata-rata	100.88	-	1.996727626	-	-

Dari hasil perhitungan nilai peluang terkecil adalah 4,76% dan nilai peluang terbesar 95,24%. Kelas dibagi dalam 5 grup maka diambil range nilai peluang sebesar 20%. Dicari nilai K, yaitu nilai Variabel Reduksi Gauss, untuk setiap nilai peluang. Dalam hal ini yaitu peluang sebesar 20%, 40%, 60%, dan 80%. Penentuan nilai K dapat dilihat pada Tabel. Nilai K tersebut kemudian dimasukkan ke dalam rumus:

$$Xt = X_{rata2} + (K.S)$$

Mencari nilai K diketahui dari nilai P, dimana :

$$P\ 20\% = 1 - 0,20 = 0,80 \rightarrow K = -0,84$$

$$P\ 40\% = 1 - 0,40 = 0,60 \rightarrow K = -0,25$$

$$P\ 60\% = 1 - 0,60 = 0,40 \rightarrow K = 0,25$$

$$P\ 80\% = 1 - 0,80 = 0,20 \rightarrow K = 0,84$$

Setelah diketahui nilai K, maka dapat langsung diketahui X_t sebagai berikut:

Tabel 4. 11 Perhitungan X_t Afvoer Pucang

K	X_t	Log X_t	Peluang
-0.84	85.61	1.93	20
-0.25	96.34	1.98	40
0.25	105.43	2.02	60
0.84	116.16	2.07	80

Dari nilai X_t dianggap sebagai Batas Sub grup uji chi-kuadrat mencari jumlah nilai teoritis dengan rumus:

$$Ei = \frac{N}{Jumlah\ Group}$$

$$Ei = \frac{20}{5} = 4$$

Karena telah menemukan nilai teoritis maka dapat menentukan nilai Chi-Kuadrat (chi-Square) dengan Rumus :

$$\chi^2 = \frac{(Oi - Ei)^2}{Ei}$$

Tabel 4.12 Tabel Uji Chi-Kuadrat *Afvoer* Pucang

No	Nilai Batas Sub kelompok	Jumlah Data		Oi-Ei	$\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
		Oi	Ei		
1	$X \leq 1,86$	2	4	-2	1
2	$1,86 \leq X \leq 1,95$	6	4	2	1
3	$1,95 \leq X \leq 2,01$	3	4	-1	0.25
4	$2,01 \leq X \leq 2,08$	6	4	2	1
5	$X \geq 2,08$	3	4	-1	0.25
	Jumlah	20	20	-	3.5

Total $X^2 = 5,5 \Rightarrow$ merupakan nilai Chi-Kuadrat hitungan

Syarat sebuah metode distribusi frekuensi dapat diterima jika nilai Chi-Kuadrat hitung lebih kecil dibandingkan dengan nilai Chi-Kuadrat tabel (teoritis), dengan terlebih dahulu menetapkan nilai derajat kebebasan (dK) dan nilai peluang (dalam perhitungan ini menggunakan peluang 5 %). Dan Untuk nilai derajat kebebasan menggunakan Rumus:

$$dK = G - R - 1$$

Sehingga

$$dK = 5 - 2 - 1 = 2$$

$$X^2 \text{ hitungan} < X^2 \text{ teoritis} = 3,5 < 5,991$$

Maka hasil perhitungan curah hujan rencana dengan menggunakan metode Log-Pearson III dapat diterima karena nilai uji kesesuaian Chi Kuadrat hitungan lebih kecil dibandingkan dengan nilai uji kesesuaian Chi Kuadrat teoritis 5,991.

4.1.4.2. Uji Kecocokan Smirnov-Kolmogorov

Perhitungan uji kecocokan sebaran dengan Smirnov – Kolmogorov dapat dilihat pada Tabel dibawah :

Tabel 4.13 Perhitungan Uji Kecocokan Smirnov-Kolmogorov
Afvoer Pucang

x	m	$P(x) = \frac{m}{(n+1)}$	$P(x<)$	$f(t) = \frac{(x - x)/s}{s}$	$P'(x) = \frac{m}{(n-1)}$	$P'(x<)$	D
-1	-2	-3	(4) = nilai 1 - (3)	-5	-6	(7) = nilai 1 - (6)	-8
60.04	1	0.05	0.95	-2.25	0.05	0.95	0.01
72.12	2	0.10	0.90	-1.58	0.11	0.89	0.01
88.13	3	0.14	0.86	-0.70	0.16	0.84	0.02
88.21	4	0.19	0.81	-0.70	0.21	0.79	0.02
91.04	5	0.24	0.76	-0.54	0.26	0.74	0.03
91.90	6	0.29	0.71	-0.49	0.32	0.68	0.03
93.75	7	0.33	0.67	-0.39	0.37	0.63	0.04
95.07	8	0.38	0.62	-0.32	0.42	0.58	0.04
96.77	9	0.43	0.57	-0.23	0.47	0.53	0.05
98.97	10	0.48	0.52	-0.11	0.53	0.47	0.05
99.43	11	0.52	0.48	-0.08	0.58	0.42	0.06
105.09	12	0.57	0.43	0.23	0.63	0.37	0.06
106.56	13	0.62	0.38	0.31	0.68	0.32	0.07
107.55	14	0.67	0.33	0.37	0.74	0.26	0.07
108.50	15	0.71	0.29	0.42	0.79	0.21	0.08
113.82	16	0.76	0.24	0.71	0.84	0.16	0.08
116.89	17	0.81	0.19	0.88	0.89	0.11	0.09
117.52	18	0.86	0.14	0.91	0.95	0.05	0.09
122.10	19	0.90	0.10	1.17	1.00	0.00	0.10
144.24	20	0.95	0.05	2.38	1.05	-0.05	0.10

Dari perhitungan nilai D Tabel diatas, menunjukan nilai $D_{max} = 0,10$. Data pada peringkat $m = 19$ dan 20. Dengan menggunakan data pada Tabel Nilai Kritis D_0 untuk Uji Smirnov-Kolmogorov:

Tabel 4.14 Tabel D_0 Teoritis

N	α			
	0,2	0,1	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,3	0,34	0,4
20	0,23	0,26	0,39	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,20	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,2	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23

Untuk derajat kepercayaan 5 %, maka diperoleh $D_0 = 0,39$. Karena nilai D_{max} lebih kecil dari nilai D_0 kritis ($0,10 < 0,39$), maka persamaan distribusi yang diperoleh dapat diterima.

4.2.5. Perhitungan Intensitas Hujan

Perhitungan intensitas hujan dengan metode Mononobe;

$$I = \left(\frac{R_{24}}{24} \right) \left(\frac{24}{tc} \right)^{2/3}$$

Berikut perhitungan intensitas curah hujan dengan periode ulang 2, 5, 10, 25, 50 dan 100 tahun.

Diketahui:

Data curah hujan rencana

Tabel 4.15 Curah Hujan Periode Ulang T Tahun *Afvoer*
Pucang

R2	85,67995176 mm
R5	95,7164474 mm
R10	101,2157555 mm
R25	106,9066796 mm
R50	110,7762626 mm
R100	114,1597226 mm

Panjang saluran (L) = 16502 m

Beda tinggi (ΔH) = 3,2 m

Jarak terjauh (L_o) = 1712,4 m

Kekasaran manning (n) = 0,030

Untuk menghitung T_c menurut Dr. rizha kecepatan (V) harus diketahui terlebih dahulu. Perhitungan kecepatan dengan rumus Rizha sebagai berikut:

$$V = 72 \left(\frac{H}{L} \right)^{0,6}$$

$$V = 72 \left(\frac{0,0032}{16,502} \right)^{0,6}$$

$$V = 2,272 \text{ km/jam} = 0,631 \text{ m/dt}$$

Perhitungan T_c :

$$T_o = 0,0195 \left(\frac{L_o}{\sqrt{I_o}} \right)^{0,77} = 1,832 \text{ jam}$$

$$T_f = \frac{L}{V} = 9,72 \text{ jam}$$

$$T_c = T_o + T_f = 11,5513 \text{ jam}$$

Tabel 16 Tabel Intensitas Hujan Periode Ulang T Tahun

Periode Ulang	I rencana
2	6.817174 mm/jam
5	7.615734 mm/jam
10	8.053289 mm/jam
25	8.506091 mm/jam
50	8.813977 mm/jam
100	9.083184 mm/jam

4.2.6. Perhitungan Koefisien Pengaliran

Salah satu penyebab terjadinya banjir adalah perubahan tata guna lahan. Tanah yang sebelumnya berupa area persawahan kini berubah menjadi perumahan dan daerah industri. Hal itu menyebabkan koefisien pengaliran meningkat. Koefisien pengaliran meningkat mengakibatkan debit air semakin tinggi. Untuk menghitung koefisien pengaliran gabungan kami mengacu pada peta rencana tata ruang kab. Sidoarjo. Menurut peta rencana tata ruang kab. Sidoarjo, DAS Pucang dibagi-bagi menjadi daerah sawah, industri, pemukiman sedang dan pemukiman padat. Pembagian daerah tersebut meliputi:

Tabel 4.17 Tabel Perhitungan Koefisien Pengaliran Gabungan
Afvoer Pucang

Daerah	Prosentase Luas lahan	Luas DAS (km ²)	Luas Prosentase Lahan (km ²)	C lahan	C gabungan
Pemukiman	0.3	42.89	12.867	0.55	7.07685
Sawah	0.4	42.89	17.156	0.70	12.0092
Industri	0.05	42.89	2.1445	0.75	1.608375
Kota Baru	0.1	42.89	4.289	0.40	1.7156
Perdagangan	0.15	42.89	6.4335	0.90	5.79015

$$C_m = \frac{\sum_{i=1}^n A_i C_i}{\sum_{i=1}^n A_i}$$

$$C_m = 0,66$$

Jadi, koefisien pengaliran gabungan sebesar 0,66

4.2.7. Perhitungan Debit Rencana

Dalam perencanaan bangunan air diperlukan perhitungan debit rencana. Hal ini diperlukan untuk menentukan suatu debit pad DAS yang akan dibangun saluran atau bangunan air yang lainnya. Adapun metode yang akan digunakan untuk menentukan debit rencana adalah metode rasional dan metode nakayasu.

a. Metode Rasional

Berikut rumus menentukan nilai debit rencana (Q) periode ulang 2 tahun, 5 tahun, 25 tahun, 50 tahun, dan 100 tahun dengan metode rasional:

$$Q = \frac{1}{3,6} \cdot C \cdot I \cdot A$$

Tabel 4.18 Tabel Perhitngan Debit Rencana Metode Rasional
Afvoer Pucang

Periode Ulang	I mm/jam	A km ²	C	β	Q m ³ /det
2	6.817174	42.89	0.66	0.68	36.31304
5	7.615734				40.56673
10	8.053289				42.89745
25	8.506091				45.30939
50	8.813977				46.94941
100	9.083184				48.38339

b. Metode Nakayasu

Persamaan unit hidrograph Nakayasu adalah:

$$Qp = \frac{A \times Ro}{3,6 \times (0,3Tp + T_{0,3})}$$

Dimana:

Qp = Debit banjir puncak (m³/detik)

Ro = Curah hujan satuan (mm)

Tp = Selang waktu dari permulaan banjir sampai puncak banjir (jam)

$T_{0,3}$ = Selang waktu penurunan 30% dari puncak banjir (jam)

Perhitungan Kurva

- a. Bagian lengkung naik (rising limb) hidrograf satuan (lihat gambar) mempunyai persamaan :

$$Q_a = Q_p \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2.4}$$

Dimana :

Q_a = limpasan sebelum mencapai debit (m^3/dtk)
 t = waktu (jam)

- b. Bagian lengkung turun (decreasing limb).

- $T_p < t < T_p + T_{0.3}$
 $Q_d > 0,3 Q_p$; maka

$$Q_d = Q_p \cdot 0,3^{\frac{t-T_p}{T_{0.3}}}$$
- $T_p + T_{0.3} \leq t \leq (T_p + T_{0.3} + 1,5 \times T_{0.3})$
 $0,3 Q_p > Q_d > 0,3^2 \cdot Q_p$; maka

$$Q_d = Q_p \cdot 0,3^{\frac{t-T_p+0.5T_{0.3}}{1.5T_{0.3}}}$$
- $T > (T_p + T_{0.3} + 1,5 \times T_{0.3})$
 $0,3^2 Q_p > Q_d$; $Q_d = Q_p$; maka

$$Q_d = Q_p \cdot 0,3^{\frac{t-T_p+1.5T_{0.3}}{2T_{0.3}}}$$

Tenggang waktu $T_p = T_g + 0,8 T_r$

Bila :

- $L > 15 \text{ km} \rightarrow T_g = (0.40) + (0.058L)$
- $L < 15 \text{ km} \rightarrow T_g = 0.21 \cdot L^{0.7}$

$T_r = 0.5 \text{ tg sampai tg (jam)}$

$T_{0.3} = \alpha \cdot t_g \text{ (jam)}$

Dimana :

- L = panjang sungai (km)
 T_g = waktu konsentrasi pada daerah pengaliran
 Tr = Satuan waktu hujan atau time duration
 α = Koefisien perbandingan

Data – data yang didapat :

- Luas DAS = 42,89 km²
 Panjang sungai = 16,502 km
 Hujan satuan = 1 mm
 Koefisien pengaliran = 0,66

Perhitungan :

Untuk mendapatkan T_p dan $T_{0,3}$ digunakan rumus

$$L = 16,502 \text{ km} > 15 \text{ km},$$

$$\text{Maka } t_g = 0,4 + 0,058 \times 16,502 = 1,357 \text{ jam}$$

$$\alpha = 2$$

$$Tr = \text{diambil } 0,5 \times t_g = 1,018 \text{ jam}$$

$$T_p = T_g + 0,8 \times Tr = 2,171 \text{ jam}$$

$$T_{0,3} = \alpha \cdot t_g = 2 \times 1,357 = 2,714 \text{ jam}$$

Perhitungan Debit Puncak :

$$Q_p = \frac{A R_0}{3,6(0,3T_p + T_{0,3})}$$

$$Q_p = 2,328 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Kurva naik:

$$Q_a = Q_p \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2.4}$$

Batas waktu (T) $0 < T < 2,171$

Tabel 4.19 Tabel Kurva Naik *Afvoer* Pucang

t (jam)	t/T _p	(t/T _p) ^{2,4}	Q (m ³ /detik)
0	0	0	0
1	0.460574797	0.15556805	0.39623593
2	0.921149595	0.821093089	2.091345777
2.171	1	1	2.547026403

Kurva turun :

$$Q_d = Q_p \cdot 0.3 \text{ pangkat } \frac{t-T_p}{T_{0.3}}$$

Batas waktu (T) $2,171 < T < 4,885$

Tabel 4.20 Tabel Kurva Turun 1 *Afvoer* Pucang

t (jam)	(t-T _p)/T _{0,3}	0,3 ^{(t-T_p)/T_{0,3}}	Q (m ³ /detik)
3	0.305379514	0.692346567	1.612
4	0.673839352	0.444287122	1.034
4.885	1	0.3	0.698

Kurva turun :

$$Q_d = Q_p \cdot 0.3 \text{ pangkat } \frac{t-T_p+0.5T_{0.3}}{1.5T_{0.3}}$$

Batas waktu (T) $4,885 < T < 8,956$

Tabel 4.21 Tabel Kurva Turun 2 *Afvoer* Pucang

t (jam)	$(t-T_p+0,5 T_{0,3})/1,5$ $T_{0,3}$	$0,3^{(t-T_p+0,5 T_{0,3})/1,5}$ $T_{0,3}$	Q (m ³ /detik)
5	1.02819946	0.289985549	0.675
6	1.273839352	0.215742883	0.502
7	1.519479243	0.160507969	0.374
8	1.765119135	0.119414406	0.278
8.9562	2	0.09	0.209

Kurva turun :

$$Q_d = Q_p \cdot 0.3 \text{ pangkat } \frac{t-T_p+1.5T_{0.3}}{2 T_{0.3}}$$

Batas waktu (T) $T > 8,956$

Tabel 4.22 Tabel Kurva Turun 3 *Afvoer* Pucang

t (jam)	$(t - T_p + 1,5 T_{0,3}) / 2 T_{0,3}$	$0,3^{(t - T_p + 1,5 T_{0,3}) / 2 T_{0,3}}$	Q (m ³ /detik)
9	2.00806927	0.089129867	0.207
10	2.192299189	0.071399201	0.166
11	2.376529108	0.057195708	0.133
12	2.560759027	0.045817726	0.107
13	2.744988946	0.036703174	0.085
14	2.929218865	0.029401786	0.068
15	3.113448784	0.023552868	0.055
16	3.297678703	0.01886748	0.044
17	3.481908622	0.015114159	0.035
18	3.666138541	0.012107489	0.028
19	3.85036846	0.009698938	0.023
20	4.034598379	0.007769521	0.018
21	4.218828298	0.006223925	0.014
22	4.403058217	0.004985795	0.012
23	4.587288136	0.003993968	0.009
24	4.771518055	0.003199445	0.007
25	4.955747973	0.002562977	0.006
26	5.139977892	0.002053122	0.005
27	5.324207811	0.001644693	0.004
28	5.50843773	0.001317513	0.003
29	5.692667649	0.001055419	0.002
30	5.876897568	0.000845464	0.002
31	6.061127487	0.000677275	0.002
32	6.245357406	0.000542544	0.001
33	6.429587325	0.000434616	0.001
34	6.613817244	0.000348157	0.001
35	6.798047163	0.000278898	0.001
36	6.982277082	0.000223417	0.001
37	7.166507001	0.000178972	0.000
38	7.35073692	0.000143369	0.000
39	7.534966839	0.000114849	0.000
40	7.719196758	9.20017E-05	0.000
41	7.903426676	7.36998E-05	0.000
42	8.087656595	5.90386E-05	0.000
43	8.271886514	4.7294E-05	0.000
44	8.456116433	3.78858E-05	0.000

Tabel 4.23 Hidrograf Periode Ulang 2 Tahun *Afvoer* Pucang

t (jam)	unit hidrograf Q (m ³ /detik)	Hujan rencana 2 tahun					Q (m ³ /detik)
		R _{1jam}	R _{2jam}	R _{3jam}	R _{4jam}	R _{5jam}	
0	0	0.000					0.000
1	0.226	5.807	0.000				5.807
2	1.191	30.648	1.499	0.000			32.147
3	1.176	30.253	7.911	1.062	0.000		39.226
4	0.912	23.479	7.809	5.606	0.834	0.000	37.728
5	0.602	15.492	6.060	5.534	4.401	0.715	32.201
6	0.508	13.083	3.999	4.294	4.344	3.772	29.493
7	0.429	11.049	3.377	2.834	3.371	3.723	24.354
8	0.363	9.331	2.852	2.393	2.224	2.890	19.690
9	0.247	6.367	2.408	2.021	1.879	1.907	14.582
10	0.218	5.609	1.644	1.707	1.587	1.610	12.156
11	0.192	4.942	1.448	1.165	1.340	1.360	10.254
12	0.169	4.353	1.276	1.026	0.914	1.148	8.718
13	0.149	3.835	1.124	0.904	0.805	0.784	7.452
14	0.131	3.379	0.990	0.796	0.710	0.690	6.565
15	0.116	2.976	0.872	0.701	0.625	0.608	5.783
16	0.102	2.622	0.768	0.618	0.551	0.536	5.095
17	0.090	2.310	0.677	0.544	0.485	0.472	4.488
18	0.079	2.035	0.596	0.480	0.427	0.416	3.954
19	0.070	1.793	0.525	0.422	0.377	0.366	3.483
20	0.061	1.579	0.463	0.372	0.332	0.323	3.069
21	0.054	1.391	0.408	0.328	0.292	0.284	2.703
22	0.048	1.226	0.359	0.289	0.257	0.250	2.381
23	0.042	1.080	0.316	0.254	0.227	0.221	2.098
24	0.037	0.951	0.279	0.224	0.200	0.194	1.848
25	0.033	0.838	0.246	0.197	0.176	0.171	1.628
26	0.029	0.738	0.216	0.174	0.155	0.151	1.434
27	0.025	0.650	0.191	0.153	0.137	0.133	1.264
28	0.022	0.573	0.168	0.135	0.120	0.117	1.113
29	0.020	0.505	0.148	0.119	0.106	0.103	0.981
30	0.017	0.445	0.130	0.105	0.093	0.091	0.864
31	0.015	0.392	0.115	0.092	0.082	0.080	0.761
32	0.013	0.345	0.101	0.081	0.072	0.071	0.670
33	0.012	0.304	0.089	0.072	0.064	0.062	0.591
34	0.010	0.268	0.078	0.063	0.056	0.055	0.520
35	0.009	0.236	0.069	0.056	0.050	0.048	0.458
36	0.008	0.208	0.061	0.049	0.044	0.042	0.404
37	0.007	0.183	0.054	0.043	0.038	0.037	0.356
38	0.006	0.161	0.047	0.038	0.034	0.033	0.313
39	0.006	0.142	0.042	0.033	0.030	0.029	0.276
40	0.005	0.125	0.037	0.030	0.026	0.026	0.243
41	0.004	0.110	0.032	0.026	0.023	0.023	0.214
42	0.004	0.097	0.028	0.023	0.020	0.020	0.189
43	0.003	0.086	0.025	0.020	0.018	0.017	0.166
44	0.003	0.075	0.022	0.018	0.016	0.015	0.15

Tabel 4.24 Hidrograf Periode Ulang 5 Tahun *Afvoer* Pucang

t (jam)	unit hidrograf Q (m ³ /detik)	Hujan rencana 5 tahun					Q (m ³ /detik)
		R _{1jam}	R _{2jam}	R _{3jam}	R _{4jam}	R _{5jam}	
		29.095	7.510	5.322	4.178	3.581	
0	0.000	0.000					0.000
1	0.226	6.565	0.000				6.565
2	1.191	34.650	1.695	0.000			36.344
3	1.176	34.203	8.944	1.201	0.000		44.347
4	0.912	26.544	8.828	6.338	0.943	0.000	42.653
5	0.602	17.514	6.852	6.256	4.975	0.715	36.312
6	0.508	14.791	4.521	4.855	4.911	3.772	32.850
7	0.429	12.491	3.818	3.203	3.811	3.723	27.048
8	0.363	10.549	3.224	2.705	2.515	2.890	21.883
9	0.247	7.199	2.723	2.285	2.124	1.907	16.237
10	0.218	6.342	1.858	1.929	1.794	1.610	13.533
11	0.192	5.587	1.637	1.317	1.515	1.360	11.415
12	0.169	4.922	1.442	1.160	1.034	1.148	9.706
13	0.149	4.336	1.270	1.022	0.911	0.784	8.322
14	0.131	3.820	1.119	0.900	0.802	0.690	7.332
15	0.116	3.365	0.986	0.793	0.707	0.608	6.459
16	0.102	2.964	0.869	0.699	0.623	0.536	5.690
17	0.090	2.611	0.765	0.615	0.548	0.472	5.013
18	0.079	2.301	0.674	0.542	0.483	0.416	4.416
19	0.070	2.027	0.594	0.478	0.426	0.366	3.890
20	0.061	1.785	0.523	0.421	0.375	0.323	3.427
21	0.054	1.573	0.461	0.371	0.330	0.284	3.019
22	0.048	1.386	0.406	0.327	0.291	0.250	2.660
23	0.042	1.221	0.358	0.288	0.256	0.221	2.343
24	0.037	1.075	0.315	0.253	0.226	0.194	2.064
25	0.033	0.947	0.278	0.223	0.199	0.171	1.818
26	0.029	0.835	0.245	0.197	0.175	0.151	1.602
27	0.025	0.735	0.215	0.173	0.154	0.133	1.411
28	0.022	0.648	0.190	0.153	0.136	0.117	1.243
29	0.020	0.571	0.167	0.134	0.120	0.103	1.095
30	0.017	0.503	0.147	0.118	0.106	0.091	0.965
31	0.015	0.443	0.130	0.104	0.093	0.080	0.850
32	0.013	0.390	0.114	0.092	0.082	0.071	0.749
33	0.012	0.344	0.101	0.081	0.072	0.062	0.660
34	0.010	0.303	0.089	0.071	0.064	0.055	0.581
35	0.009	0.267	0.078	0.063	0.056	0.048	0.512
36	0.008	0.235	0.069	0.055	0.049	0.042	0.451
37	0.007	0.207	0.061	0.049	0.043	0.037	0.397
38	0.006	0.182	0.053	0.043	0.038	0.033	0.350
39	0.006	0.161	0.047	0.038	0.034	0.029	0.308
40	0.005	0.142	0.041	0.033	0.030	0.026	0.272
41	0.004	0.125	0.037	0.029	0.026	0.023	0.239
42	0.004	0.110	0.032	0.026	0.023	0.020	0.211
43	0.003	0.097	0.028	0.023	0.020	0.017	0.19
44	0.003	0.085	0.025	0.020	0.018	0.015	0.00

Tabel 4.25 Hidrograf Periode Ulang 10 Tahun *Afvoer* Pucang

t (jam)	unit hidrograf Q (m ³ /detik)	Hujan rencana 10 tahun					Q (m ³ /detik)
		R _{1jam}	R _{2jam}	R _{3jam}	R _{4jam}	R _{5jam}	
0	0.000	0.000					0.000
1	0.226	7.294	0.000				7.294
2	1.191	38.497	1.883	0.000			40.379
3	1.176	38.000	9.937	1.334	0.000		49.271
4	0.912	29.491	9.809	7.041	1.047	0.000	47.389
5	0.602	19.459	7.612	6.950	5.528	0.898	40.447
6	0.508	16.433	5.023	5.394	5.456	4.738	37.045
7	0.429	13.878	4.242	3.559	4.235	4.677	30.591
8	0.363	11.720	3.582	3.006	2.794	3.630	24.732
9	0.247	7.998	3.025	2.538	2.360	2.395	18.316
10	0.218	7.046	2.064	2.144	1.993	2.023	15.269
11	0.192	6.207	1.819	1.463	1.683	1.708	12.880
12	0.169	5.468	1.602	1.289	1.148	1.442	10.950
13	0.149	4.817	1.411	1.135	1.012	0.984	9.360
14	0.131	4.244	1.243	1.000	0.891	0.867	8.246
15	0.116	3.739	1.095	0.881	0.785	0.764	7.264
16	0.102	3.293	0.965	0.776	0.692	0.673	6.399
17	0.090	2.901	0.850	0.684	0.609	0.593	5.638
18	0.079	2.556	0.749	0.602	0.537	0.522	4.966
19	0.070	2.252	0.660	0.531	0.473	0.460	4.375
20	0.061	1.984	0.581	0.468	0.417	0.405	3.854
21	0.054	1.748	0.512	0.412	0.367	0.357	3.396
22	0.048	1.540	0.451	0.363	0.323	0.315	2.991
23	0.042	1.356	0.397	0.320	0.285	0.277	2.635
24	0.037	1.195	0.350	0.282	0.251	0.244	2.322
25	0.033	1.053	0.308	0.248	0.221	0.215	2.045
26	0.029	0.927	0.272	0.219	0.195	0.189	1.802
27	0.025	0.817	0.239	0.193	0.172	0.167	1.587
28	0.022	0.720	0.211	0.170	0.151	0.147	1.398
29	0.020	0.634	0.186	0.149	0.133	0.130	1.232
30	0.017	0.558	0.164	0.132	0.117	0.114	1.085
31	0.015	0.492	0.144	0.116	0.103	0.101	0.956
32	0.013	0.433	0.127	0.102	0.091	0.089	0.842
33	0.012	0.382	0.112	0.090	0.080	0.078	0.742
34	0.010	0.336	0.099	0.079	0.071	0.069	0.654
35	0.009	0.296	0.087	0.070	0.062	0.061	0.576
36	0.008	0.261	0.076	0.062	0.055	0.053	0.507
37	0.007	0.230	0.067	0.054	0.048	0.047	0.447
38	0.006	0.203	0.059	0.048	0.043	0.041	0.394
39	0.006	0.178	0.052	0.042	0.037	0.036	0.347
40	0.005	0.157	0.046	0.037	0.033	0.032	0.306
41	0.004	0.139	0.041	0.033	0.029	0.028	0.269
42	0.004	0.122	0.036	0.029	0.026	0.025	0.237
43	0.003	0.108	0.031	0.025	0.023	0.022	0.21
44	0.003	0.095	0.028	0.022	0.020	0.019	0.00

Tabel 4.26 Hidrograf Periode Ulang 25 Tahun *Afvoer* Pucang

t (jam)	unit hidrograf Q (m ³ /detik)	Hujan rencana 25 tahun					Q (m ³ /detik)
		R _{1jam}	R _{2jam}	R _{3jam}	R _{4jam}	R _{5jam}	
0	0.000	36.643	9.458	6.702	5.262	4.510	0.000
1	0.226	8.268	0.000				8.268
2	1.191	43.638	2.134	0.000			45.772
3	1.176	43.075	11.264	1.512	0.000		55.851
4	0.912	33.430	11.119	7.982	1.187	0.000	53.718
5	0.602	22.058	8.629	7.879	6.266	1.018	45.849
6	0.508	18.628	5.694	6.115	6.185	5.371	41.992
7	0.429	15.732	4.808	4.035	4.800	5.302	34.676
8	0.363	13.286	4.061	3.407	3.167	4.114	28.035
9	0.247	9.066	3.429	2.877	2.675	2.715	20.762
10	0.218	7.987	2.340	2.430	2.259	2.293	17.309
11	0.192	7.036	2.062	1.658	1.908	1.936	14.600
12	0.169	6.198	1.816	1.461	1.302	1.635	12.412
13	0.149	5.461	1.600	1.287	1.147	1.116	10.610
14	0.131	4.810	1.409	1.134	1.010	0.983	9.347
15	0.116	4.238	1.242	0.999	0.890	0.866	8.234
16	0.102	3.733	1.094	0.880	0.784	0.763	7.254
17	0.090	3.289	0.964	0.775	0.691	0.672	6.390
18	0.079	2.897	0.849	0.683	0.609	0.592	5.630
19	0.070	2.552	0.748	0.602	0.536	0.522	4.960
20	0.061	2.249	0.659	0.530	0.472	0.459	4.369
21	0.054	1.981	0.580	0.467	0.416	0.405	3.849
22	0.048	1.745	0.511	0.411	0.367	0.357	3.391
23	0.042	1.537	0.450	0.362	0.323	0.314	2.987
24	0.037	1.354	0.397	0.319	0.284	0.277	2.632
25	0.033	1.193	0.350	0.281	0.251	0.244	2.318
26	0.029	1.051	0.308	0.248	0.221	0.215	2.042
27	0.025	0.926	0.271	0.218	0.194	0.189	1.799
28	0.022	0.816	0.239	0.192	0.171	0.167	1.585
29	0.020	0.719	0.211	0.169	0.151	0.147	1.396
30	0.017	0.633	0.185	0.149	0.133	0.129	1.230
31	0.015	0.558	0.163	0.131	0.117	0.114	1.084
32	0.013	0.491	0.144	0.116	0.103	0.100	0.955
33	0.012	0.433	0.127	0.102	0.091	0.088	0.841
34	0.010	0.381	0.112	0.090	0.080	0.078	0.741
35	0.009	0.336	0.098	0.079	0.071	0.069	0.653
36	0.008	0.296	0.087	0.070	0.062	0.060	0.575
37	0.007	0.261	0.076	0.061	0.055	0.053	0.507
38	0.006	0.230	0.067	0.054	0.048	0.047	0.446
39	0.006	0.202	0.059	0.048	0.042	0.041	0.393
40	0.005	0.178	0.052	0.042	0.037	0.036	0.346
41	0.004	0.157	0.046	0.037	0.033	0.032	0.305
42	0.004	0.138	0.041	0.033	0.029	0.028	0.269
43	0.003	0.122	0.036	0.029	0.026	0.025	0.237
44	0.003	0.107	0.031	0.025	0.023	0.022	0.00

Tabel 4.27 Hidrograf Periode Ulang 50 Tahun *Afvoer* Pucang

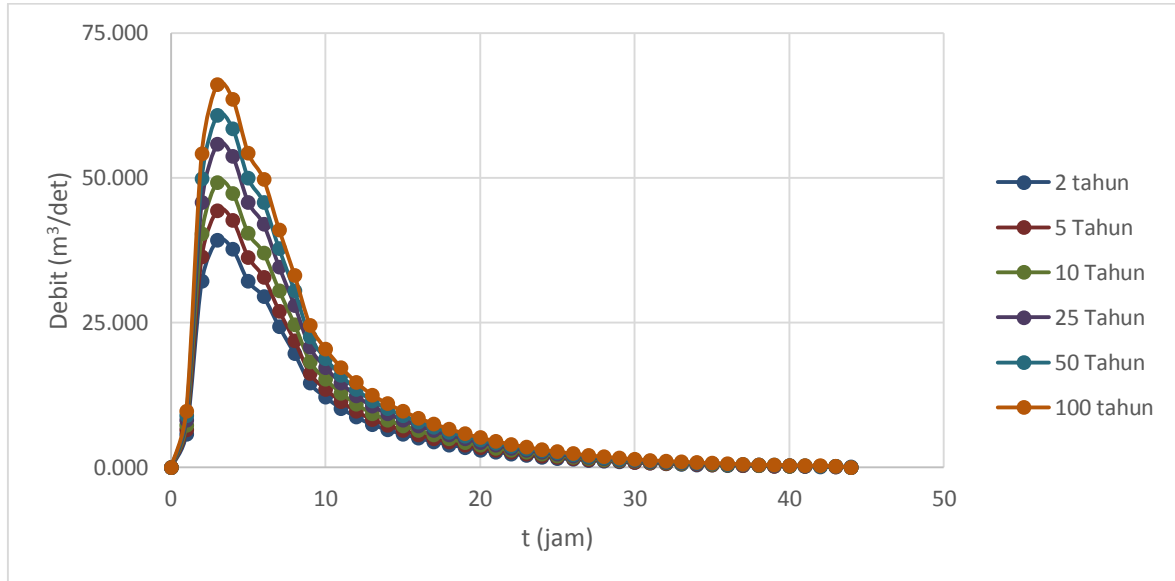
t (jam)	unit hidrograf Q (m ³ /detik)	Hujan rencana 50 tahun					Q (m ³ /detik)
		R _{1jam}	R _{2jam}	R _{3jam}	R _{4jam}	R _{5jam}	
0	0.000	0.000					0.000
1	0.226	9.012	0.000				9.012
2	1.191	47.565	2.326	0.000			49.891
3	1.176	46.951	12.277	1.648	0.000		60.877
4	0.912	36.438	12.119	8.700	1.294	0.000	58.551
5	0.602	24.043	9.405	8.588	6.830	1.109	49.975
6	0.508	20.304	6.206	6.665	6.742	5.854	45.771
7	0.429	17.147	5.241	4.398	5.232	5.779	37.796
8	0.363	14.481	4.426	3.714	3.452	4.485	30.558
9	0.247	9.882	3.738	3.136	2.915	2.959	22.631
10	0.218	8.705	2.551	2.649	2.462	2.499	18.866
11	0.192	7.669	2.247	1.807	2.079	2.110	15.913
12	0.169	6.756	1.980	1.592	1.419	1.782	13.529
13	0.149	5.952	1.744	1.403	1.250	1.216	11.565
14	0.131	5.243	1.536	1.236	1.101	1.071	10.188
15	0.116	4.619	1.353	1.089	0.970	0.944	8.975
16	0.102	4.069	1.192	0.959	0.855	0.832	7.907
17	0.090	3.585	1.050	0.845	0.753	0.733	6.966
18	0.079	3.158	0.925	0.744	0.663	0.645	6.136
19	0.070	2.782	0.815	0.656	0.584	0.569	5.406
20	0.061	2.451	0.718	0.578	0.515	0.501	4.762
21	0.054	2.159	0.633	0.509	0.453	0.441	4.195
22	0.048	1.902	0.557	0.448	0.399	0.389	3.696
23	0.042	1.676	0.491	0.395	0.352	0.342	3.256
24	0.037	1.476	0.433	0.348	0.310	0.302	2.868
25	0.033	1.300	0.381	0.306	0.273	0.266	2.527
26	0.029	1.146	0.336	0.270	0.241	0.234	2.226
27	0.025	1.009	0.296	0.238	0.212	0.206	1.961
28	0.022	0.889	0.261	0.210	0.187	0.182	1.728
29	0.020	0.783	0.230	0.185	0.165	0.160	1.522
30	0.017	0.690	0.202	0.163	0.145	0.141	1.341
31	0.015	0.608	0.178	0.143	0.128	0.124	1.181
32	0.013	0.536	0.157	0.126	0.112	0.109	1.041
33	0.012	0.472	0.138	0.111	0.099	0.096	0.917
34	0.010	0.416	0.122	0.098	0.087	0.085	0.808
35	0.009	0.366	0.107	0.086	0.077	0.075	0.711
36	0.008	0.323	0.095	0.076	0.068	0.066	0.627
37	0.007	0.284	0.083	0.067	0.060	0.058	0.552
38	0.006	0.250	0.073	0.059	0.053	0.051	0.486
39	0.006	0.221	0.065	0.052	0.046	0.045	0.428
40	0.005	0.194	0.057	0.046	0.041	0.040	0.377
41	0.004	0.171	0.050	0.040	0.036	0.035	0.333
42	0.004	0.151	0.044	0.036	0.032	0.031	0.293
43	0.003	0.133	0.039	0.031	0.028	0.027	0.26
44	0.003	0.117	0.034	0.028	0.025	0.024	0.00

Tabel 4.28 Hidrograf Periode Ulang 100 Tahun *Afvoer* Pucang

t (jam)	unit hidrograf Q (m ³ /detik)	Hujan rencana 100 tahun					Q (m ³ /detik)
		R _{1jam}	R _{2jam}	R _{3jam}	R _{4jam}	R _{5jam}	
0	0.000	43.394	11.201	7.937	6.231	5.341	0.000
1	0.226	9.791	0.000				9.791
2	1.191	51.678	2.527	0.000			54.205
3	1.176	51.011	13.339	1.791	0.000		66.141
4	0.912	39.589	13.167	9.452	1.406	0.000	63.614
5	0.602	26.122	10.219	9.330	7.420	1.205	54.296
6	0.508	22.060	6.743	7.241	7.325	6.360	49.729
7	0.429	18.630	5.694	4.778	5.685	6.278	41.065
8	0.363	15.733	4.809	4.035	3.751	4.873	33.200
9	0.247	10.736	4.061	3.408	3.168	3.215	24.588
10	0.218	9.458	2.771	2.878	2.675	2.715	20.497
11	0.192	8.332	2.441	1.964	2.259	2.293	17.289
12	0.169	7.340	2.151	1.730	1.542	1.936	14.699
13	0.149	6.467	1.895	1.524	1.358	1.321	12.565
14	0.131	5.697	1.669	1.343	1.196	1.164	11.069
15	0.116	5.019	1.470	1.183	1.054	1.026	9.751
16	0.102	4.421	1.295	1.042	0.929	0.903	8.591
17	0.090	3.895	1.141	0.918	0.818	0.796	7.568
18	0.079	3.431	1.005	0.809	0.721	0.701	6.667
19	0.070	3.023	0.886	0.712	0.635	0.618	5.873
20	0.061	2.663	0.780	0.628	0.559	0.544	5.174
21	0.054	2.346	0.687	0.553	0.493	0.479	4.558
22	0.048	2.067	0.606	0.487	0.434	0.422	4.016
23	0.042	1.821	0.533	0.429	0.382	0.372	3.538
24	0.037	1.604	0.470	0.378	0.337	0.328	3.116
25	0.033	1.413	0.414	0.333	0.297	0.289	2.745
26	0.029	1.245	0.365	0.293	0.261	0.254	2.419
27	0.025	1.097	0.321	0.258	0.230	0.224	2.131
28	0.022	0.966	0.283	0.228	0.203	0.197	1.877
29	0.020	0.851	0.249	0.201	0.179	0.174	1.654
30	0.017	0.750	0.220	0.177	0.157	0.153	1.457
31	0.015	0.660	0.194	0.156	0.139	0.135	1.283
32	0.013	0.582	0.170	0.137	0.122	0.119	1.131
33	0.012	0.513	0.150	0.121	0.108	0.105	0.996
34	0.010	0.452	0.132	0.106	0.095	0.092	0.877
35	0.009	0.398	0.117	0.094	0.084	0.081	0.773
36	0.008	0.350	0.103	0.083	0.074	0.072	0.681
37	0.007	0.309	0.090	0.073	0.065	0.063	0.600
38	0.006	0.272	0.080	0.064	0.057	0.056	0.528
39	0.006	0.240	0.070	0.056	0.050	0.049	0.466
40	0.005	0.211	0.062	0.050	0.044	0.043	0.410
41	0.004	0.186	0.054	0.044	0.039	0.038	0.361
42	0.004	0.164	0.048	0.039	0.034	0.033	0.318
43	0.003	0.144	0.042	0.034	0.030	0.029	0.28
44	0.003	0.127	0.037	0.030	0.027	0.026	0.00

Tabel 4.29 Tabel Debit Maksimum Periode Ulang T Tahun
Afvoer Pucang

Periode Ulang	Q (m ³ /det)
2	39.226
5	44.347
10	49.271
25	55.851
50	60.877
100	66.141

Grafik 4. 1 Debit Maksimum Periode Ulang T Tahun

4.3 Perhitungan Hidrologi Afvoer Pucang (Magersari)

Menurut peta daerah irigasi kab. Sidoarjo dan survey lokasi yang telah dilakukan, ditemukan bahwa tidak ada *inlet* drainase setelah pintu air Sumpat. Maka curah hujan periode ulang T dianggap sama dengan curah hujan periode ulang T pada *afvoer* Pucang pada sub-bab sebelumnya.

Tabel 4.30 Curah Hujan Periode Ulang T Tahun *Afvoer* Pucang

R2	85,67995176 mm
R5	95,7164474 mm
R10	101,2157555 mm
R25	106,9066796 mm
R50	110,7762626 mm
R100	114,1597226 mm

4.3.1. Perhitungan Intensitas Hujan

Perhitungan intensitas hujan dengan metode Mononobe;

$$I = \left(\frac{R_{24}}{24} \right) \left(\frac{24}{tc} \right)^{2/3}$$

Berikut perhitungan intensitas curah hujan dengan periode ulang 2, 5, 10, 25, 50 dan 100 tahuns.

Diketahui:

Panjang saluran (L) = 21715 m

Beda tinggi (ΔH) = 3,31 m

Jarak terjauh (L_o) = 1712,4 m

Kekasaran manning (n) = 0,030

Perhitungan kecepatan dengan rumus Rizha:

$$V = 72 \left(\frac{H}{L} \right)^{0,6}$$

$$V = 0,54 \text{ m/dt}$$

Perhitungan T_c :

$$T_o = 0,0195 \left(\frac{L_o}{\sqrt{I_o}} \right)^{0,77} = 0,15 \text{ jam}$$

$$T_f = \frac{L}{V} = 9,65 \text{ jam}$$

$$T_c = T_o + T_f = 9,88 \text{ jam}$$

Tabel 31 Intensitas Hujan Periode Ulang T Tahun *Afvoer*
Pucang

Periode Ulang	I rencana
2	6.450721 mm/jam
5	7.206355 mm/jam
10	7.62039 mm/jam
25	8.048851 mm/jam
50	8.340187 mm/jam
100	8.594922 mm/jam

4.3.2. Perhitungan Debit Rencana

4.3.2.1. Metode Rasional

Perhitungan debit rencana untuk *afvoer* Pucang yang berada di daerah Magersari hampir sama dengan perhitungan debit rencana untuk *afvoer* Pucang yang berada di daerah Ds. Cemengbakalan. Perhitungan debit rencana metode rasional *afvoer* Pucang daerah Magersari sebagai berikut:

Tabel 4.32 Perhitungan Debit Rencana Metode Rasional
Afvoer Pucang

Periode Ulang	I	A	C	β	Q
	mm/jam	km ²			m ³ /det
2	6.555011	42.89	0.66	0.68	34.91657
5	7.32286	42.89	0.66	0.68	39.00668
10	7.743589	42.89	0.66	0.68	41.24777
25	8.178978	42.89	0.66	0.68	43.56696
50	8.475023	42.89	0.66	0.68	45.1439
100	8.733877	42.89	0.66	0.68	46.52274

4.3.2.2. Metode Nakayasu

Data – data yang didapat :

Luas DAS	= 42,89 km ²
Panjang sungai	= 21,715 km
Hujan satuan	= 1 mm
Koefisien pengaliran	= 0,66

Perhitungan :

Untuk mendapatkan T_p dan $T_{0,3}$ digunakan rumus

$$L = 21,715 \text{ km} > 15 \text{ km},$$

$$\text{Maka } t_g = 0,4 + 0,058 \times 21,715 = 1,659 \text{ jam}$$

$$\alpha = 2$$

$$T_r = 0,5 \times t_g = 1.245 \text{ jam}$$

$$T_p = T_g + 0,8 \times T_r = 2,655 \text{ jam}$$

$$T_{0,3} = \alpha \cdot t_g = 1,7864 \times 1,659 = 3,319 \text{ jam}$$

Perhitungan Debit Puncak :

$$Q_p = \frac{A R_0}{3,6(0,3T_p + T_{0,3})}$$

$$Q_p = 1,904 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Kurva naik :

$$Q_a = Q_p \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2,4}$$

Batas waktu (T) $0 < T < 2,655$

Tabel 4.33 Tabel Kurva Naik *Afvoer* Pucang

t (jam)	t/T _p	(t/T _p) ^{2,4}	Q (m ³ /detik)
0	0	0	0
1	0.376652601	0.095997148	0.221636618
2	0.753305202	0.506675984	1.169805085
2.655	1	1	2.30878337

Kurva turun :

$$Q_d = Q_p \cdot 0.3 \text{ pangkat } \frac{t-T_p}{T_{0.3}}$$

Batas waktu (T) $2,655 < T < 5,974$

Tabel 4.34 Tabel Kurva Turun 1 *Afvoer* Pucang

t (jam)	$(t-T_p)/T_{0.3}$	$0,3^{(t-T_p)/T_{0.3}}$	Q (m ³ /detik)
3	0.103966242	0.88234466	1.680
4	0.405288323	0.61387981	1.169
5	0.804406936	0.379658136	0.723
5.974	1	0.3	0.571

Kurva turun :

$$Q_d = Q_p \cdot 0.3 \text{ pangkat } \frac{t-T_p+0.5T_{0.3}}{1.5T_{0.3}}$$

Batas waktu (T) $5,974 < T < 10,952$

Tabel 4.35 Tabel Kurva Turun 2 *Afvoer* Pucang

t (jam)	$(t-T_p+0,5 T_{0.3})/1,5 T_{0.3}$	$0,3^{(t-T_p+0,5 T_{0.3})/1,5 T_{0.3}}$	Q (m ³ /detik)
6	1.005288323	0.298095969	0.567
7	1.20616971	0.234055847	0.446
8	1.407051097	0.1837735	0.350
9	1.705949363	0.128231682	0.244
10	1.856610404	0.106959135	0.204
10.952	2	0.09	0.171

Kurva turun :

$$Q_d = Q_p \cdot 0.3 \text{ pangkat } \frac{t-T_p+1.5T_{0.3}}{2 T_{0.3}}$$

Batas waktu (T) $T > 10,952$

Tabel 4.36 Tabel Kurva Turun 3 *Afvoer* Pucang

t (jam)	$(t-T_p+1,5 T_{0,3})/2 T_{0,3}$	$0,3^{(t-T_p+1,5 T_{0,3})/2 T_{0,3}}$	Q (m ³ /detik)
11	2.007271444	0.089215523	0.170
12	2.157932485	0.074415426	0.142
13	2.308593525	0.062070539	0.118
14	2.459254565	0.051773564	0.099
15	2.609915606	0.043184769	0.082
16	2.760576646	0.036020783	0.069
17	2.911237686	0.030045241	0.057
18	3.061898727	0.025060991	0.048
19	3.212559767	0.020903585	0.040
20	3.363220808	0.017435858	0.033
21	3.513881848	0.014543397	0.028
22	3.664542888	0.012130771	0.023
23	3.815203929	0.010118379	0.019
24	3.965864969	0.008439826	0.016
25	4.11652601	0.007039731	0.013
26	4.26718705	0.005871899	0.011
27	4.41784809	0.004897801	0.009
28	4.568509131	0.004085297	0.008
29	4.719170171	0.003407581	0.006
30	4.869831211	0.002842292	0.005
31	5.020492252	0.00237078	0.005
32	5.171153292	0.001977488	0.004
33	5.321814333	0.00164944	0.003
34	5.472475373	0.001375812	0.003
35	5.623136413	0.001147576	0.002
36	5.773797454	0.000957203	0.002
37	5.924458494	0.000798411	0.002
38	6.075119534	0.000665961	0.001
39	6.225780575	0.000555484	0.001
40	6.376441615	0.000463334	0.001
41	6.527102656	0.000386471	0.001
42	6.677763696	0.000322359	0.001
43	6.828424736	0.000268882	0.001
44	6.979085777	0.000224277	0.000

Tabel 4.37 Hidrograf Periode Ulang 2 Tahun *Afvoer* Pucang

t (jam)	unit hidrograf Q (m ³ /detik)	Hujan rencana 2 tahun					Q (m ³ /detik)
		R _{1jam}	R _{2jam}	R _{3jam}	R _{4jam}	R _{5jam}	
0	0	0.000					0
1	0.130	3.351	0.000				3.351
2	0.687	17.689	0.865	0.000			18.554
3	1.248	32.116	4.566	0.613	0.000		37.295
4	0.980	25.216	8.290	3.235	0.481	0.000	37.223
5	0.622	16.012	6.509	5.874	2.540	0.412	31.348
6	0.530	13.628	4.133	4.612	4.612	2.177	29.162
7	0.451	11.599	3.518	2.929	3.621	3.953	25.619
8	0.384	9.872	2.994	2.121	2.299	3.104	20.390
9	0.255	6.570	2.548	2.121	1.957	1.971	15.167
10	0.226	5.822	1.696	1.806	1.665	1.677	12.666
11	0.200	5.159	1.503	1.202	1.417	1.428	10.708
12	0.178	4.571	1.332	1.065	0.943	1.215	9.126
13	0.157	4.050	1.180	0.944	0.836	0.809	7.818
14	0.139	3.589	1.045	0.836	0.741	0.717	6.928
15	0.124	3.180	0.926	0.741	0.656	0.635	6.139
16	0.109	2.818	0.821	0.656	0.582	0.563	5.440
17	0.097	2.497	0.727	0.582	0.515	0.499	4.820
18	0.086	2.213	0.645	0.515	0.457	0.442	4.271
19	0.076	1.961	0.571	0.457	0.405	0.391	3.784
20	0.068	1.737	0.506	0.405	0.359	0.347	3.353
21	0.060	1.539	0.448	0.359	0.318	0.307	2.971
22	0.053	1.364	0.397	0.318	0.282	0.272	2.633
23	0.047	1.209	0.352	0.282	0.249	0.241	2.333
24	0.042	1.071	0.312	0.249	0.221	0.214	2.067
25	0.037	0.949	0.276	0.221	0.196	0.189	1.832
26	0.033	0.841	0.245	0.196	0.174	0.168	1.623
27	0.029	0.745	0.217	0.174	0.154	0.149	1.438
28	0.026	0.660	0.192	0.154	0.136	0.132	1.275
29	0.023	0.585	0.170	0.136	0.121	0.117	1.129
30	0.020	0.518	0.151	0.121	0.107	0.103	1.001
31	0.018	0.459	0.134	0.107	0.095	0.092	0.887
32	0.016	0.407	0.119	0.095	0.084	0.081	0.786
33	0.014	0.361	0.105	0.084	0.074	0.072	0.696
34	0.012	0.320	0.093	0.074	0.066	0.064	0.617
35	0.011	0.283	0.082	0.066	0.058	0.057	0.547
36	0.010	0.251	0.073	0.058	0.052	0.050	0.484
37	0.009	0.222	0.065	0.052	0.046	0.044	0.429
38	0.008	0.197	0.057	0.046	0.041	0.039	0.380
39	0.007	0.175	0.051	0.041	0.036	0.035	0.337
40	0.006	0.155	0.045	0.036	0.032	0.031	0.299
41	0.005	0.137	0.040	0.032	0.028	0.027	0.265
42	0.005	0.121	0.035	0.028	0.025	0.024	0.234
43	0.004	0.108	0.031	0.025	0.022	0.021	0.208
44	0.004	0.095	0.028	0.022	0.020	0.019	0.2

Tabel 4.38 Hidrograf Periode Ulang 5 Tahun *Afvoer* Pucang

t (jam)	unit hidrograf Q (m ³ /detik)	Hujan rencana 5 tahun					Q (m ³ /detik)
		R _{1jam}	R _{2jam}	R _{3jam}	R _{4jam}	R _{5jam}	
		29.095	7.510	5.322	4.178	3.581	
0	0.000	0.000					0
1	0.130	3.789	0.000				3.789
2	0.687	19.998	0.978	0.000			20.976
3	1.248	36.309	5.162	0.693	0.000		42.164
4	0.980	28.508	9.372	3.658	0.544	0.000	42.082
5	0.622	18.103	7.359	6.641	2.871	0.412	35.387
6	0.530	15.407	4.673	5.214	5.214	2.177	32.685
7	0.451	13.113	3.977	3.311	4.094	3.953	28.447
8	0.384	11.160	3.385	2.818	2.599	3.104	23.066
9	0.255	7.428	2.881	2.398	2.212	1.971	16.890
10	0.226	6.582	1.917	2.041	1.883	1.677	14.101
11	0.200	5.832	1.699	1.359	1.603	1.428	11.920
12	0.178	5.168	1.505	1.204	1.067	1.215	10.159
13	0.157	4.579	1.334	1.067	0.945	0.809	8.734
14	0.139	4.058	1.182	0.945	0.837	0.717	7.739
15	0.124	3.595	1.047	0.838	0.742	0.635	6.857
16	0.109	3.186	0.928	0.742	0.658	0.563	6.076
17	0.097	2.823	0.822	0.658	0.583	0.499	5.384
18	0.086	2.501	0.729	0.583	0.516	0.442	4.771
19	0.076	2.217	0.646	0.516	0.457	0.391	4.227
20	0.068	1.964	0.572	0.458	0.405	0.347	3.746
21	0.060	1.740	0.507	0.405	0.359	0.307	3.319
22	0.053	1.542	0.449	0.359	0.318	0.272	2.941
23	0.047	1.366	0.398	0.318	0.282	0.241	2.606
24	0.042	1.211	0.353	0.282	0.250	0.214	2.309
25	0.037	1.073	0.313	0.250	0.221	0.189	2.046
26	0.033	0.951	0.277	0.221	0.196	0.168	1.813
27	0.029	0.842	0.245	0.196	0.174	0.149	1.607
28	0.026	0.746	0.217	0.174	0.154	0.132	1.424
29	0.023	0.661	0.193	0.154	0.137	0.117	1.262
30	0.020	0.586	0.171	0.137	0.121	0.103	1.118
31	0.018	0.519	0.151	0.121	0.107	0.092	0.991
32	0.016	0.460	0.134	0.107	0.095	0.081	0.878
33	0.014	0.408	0.119	0.095	0.084	0.072	0.778
34	0.012	0.361	0.105	0.084	0.075	0.064	0.689
35	0.011	0.320	0.093	0.075	0.066	0.057	0.611
36	0.010	0.284	0.083	0.066	0.059	0.050	0.541
37	0.009	0.251	0.073	0.059	0.052	0.044	0.479
38	0.008	0.223	0.065	0.052	0.046	0.039	0.425
39	0.007	0.197	0.057	0.046	0.041	0.035	0.376
40	0.006	0.175	0.051	0.041	0.036	0.031	0.334
41	0.005	0.155	0.045	0.036	0.032	0.027	0.296
42	0.005	0.137	0.040	0.032	0.028	0.024	0.262
43	0.004	0.122	0.035	0.028	0.025	0.021	0.232
44	0.004	0.108	0.031	0.025	0.022	0.019	0.206

Tabel 4.39 Hidrograf Periode Ulang 10 Tahun *Afvoer* Pucang

t (jam)	unit hidrograf Q (m ³ /detik)	Hujan rencana 10 tahun					Q (m ³ /detik)
		R _{1jam}	R _{2jam}	R _{3jam}	R _{4jam}	R _{5jam}	
		32.325	8.344	5.913	4.642	3.979	
0	0.000	0.000					0
1	0.130	4.210	0.000				4.210
2	0.687	22.218	1.087	0.000			23.305
3	1.248	40.340	5.735	0.770	0.000		46.845
4	0.980	31.674	10.413	4.064	0.604	0.000	46.754
5	0.622	20.113	8.176	7.378	3.190	0.518	39.375
6	0.530	17.118	5.192	5.793	5.792	2.735	36.630
7	0.451	14.569	4.418	3.679	4.548	4.965	32.179
8	0.384	12.399	3.761	3.131	2.888	3.898	26.077
9	0.255	8.253	3.201	2.665	2.458	2.475	19.051
10	0.226	7.313	2.130	2.268	2.092	2.107	15.909
11	0.200	6.480	1.888	1.509	1.780	1.793	13.450
12	0.178	5.742	1.673	1.338	1.185	1.526	11.463
13	0.157	5.088	1.482	1.185	1.050	1.016	9.820
14	0.139	4.508	1.313	1.050	0.930	0.900	8.702
15	0.124	3.995	1.164	0.931	0.824	0.797	7.711
16	0.109	3.540	1.031	0.825	0.731	0.707	6.832
17	0.097	3.136	0.914	0.731	0.647	0.626	6.054
18	0.086	2.779	0.810	0.647	0.574	0.555	5.365
19	0.076	2.463	0.717	0.574	0.508	0.492	4.754
20	0.068	2.182	0.636	0.508	0.450	0.436	4.212
21	0.060	1.934	0.563	0.450	0.399	0.386	3.732
22	0.053	1.713	0.499	0.399	0.354	0.342	3.307
23	0.047	1.518	0.442	0.354	0.313	0.303	2.931
24	0.042	1.345	0.392	0.313	0.278	0.269	2.597
25	0.037	1.192	0.347	0.278	0.246	0.238	2.301
26	0.033	1.056	0.308	0.246	0.218	0.211	2.039
27	0.029	0.936	0.273	0.218	0.193	0.187	1.807
28	0.026	0.829	0.242	0.193	0.171	0.166	1.601
29	0.023	0.735	0.214	0.171	0.152	0.147	1.419
30	0.020	0.651	0.190	0.152	0.134	0.130	1.257
31	0.018	0.577	0.168	0.134	0.119	0.115	1.114
32	0.016	0.511	0.149	0.119	0.106	0.102	0.987
33	0.014	0.453	0.132	0.106	0.094	0.090	0.875
34	0.012	0.401	0.117	0.094	0.083	0.080	0.775
35	0.011	0.356	0.104	0.083	0.073	0.071	0.687
36	0.010	0.315	0.092	0.073	0.065	0.063	0.608
37	0.009	0.279	0.081	0.065	0.058	0.056	0.539
38	0.008	0.247	0.072	0.058	0.051	0.049	0.478
39	0.007	0.219	0.064	0.051	0.045	0.044	0.423
40	0.006	0.194	0.057	0.045	0.040	0.039	0.375
41	0.005	0.172	0.050	0.040	0.036	0.034	0.332
42	0.005	0.153	0.044	0.036	0.031	0.030	0.295
43	0.004	0.135	0.039	0.031	0.028	0.027	0.261
44	0.004	0.120	0.035	0.028	0.025	0.024	0.231

Tabel 4.40 Hidrograf Periode Ulang 25 Tahun *Afvoer* Pucang

t (jam)	unit hidrograf Q (m ³ /detik)	Hujan rencana 25 tahun					Q (m ³ /detik)
		R _{1jam}	R _{2jam}	R _{3jam}	R _{4jam}	R _{5jam}	
		36.643	9.458	6.702	5.262	4.510	
0	0.000	0.000					0
1	0.130	4.772	0.000				4.772
2	0.687	25.185	1.232	0.000			26.417
3	1.248	45.727	6.501	0.873	0.000		53.101
4	0.980	35.904	11.803	4.607	0.685	0.000	52.999
5	0.622	22.799	9.267	8.364	3.616	0.587	44.634
6	0.530	19.404	5.885	6.567	6.566	3.100	41.522
7	0.451	16.515	5.009	4.170	5.155	5.628	36.477
8	0.384	14.055	4.263	3.549	3.274	4.419	29.560
9	0.255	9.355	3.628	3.021	2.786	2.806	21.595
10	0.226	8.289	2.415	2.571	2.371	2.388	18.034
11	0.200	7.345	2.140	1.711	2.018	2.033	15.246
12	0.178	6.508	1.896	1.516	1.343	1.730	12.994
13	0.157	5.767	1.680	1.343	1.190	1.151	11.132
14	0.139	5.110	1.489	1.190	1.055	1.020	9.864
15	0.124	4.528	1.319	1.055	0.935	0.904	8.741
16	0.109	4.012	1.169	0.935	0.828	0.801	7.745
17	0.097	3.555	1.036	0.828	0.734	0.710	6.863
18	0.086	3.150	0.918	0.734	0.650	0.629	6.081
19	0.076	2.792	0.813	0.650	0.576	0.557	5.388
20	0.068	2.474	0.721	0.576	0.511	0.494	4.775
21	0.060	2.192	0.638	0.511	0.452	0.438	4.231
22	0.053	1.942	0.566	0.452	0.401	0.388	3.749
23	0.047	1.721	0.501	0.401	0.355	0.344	3.322
24	0.042	1.525	0.444	0.355	0.315	0.304	2.944
25	0.037	1.351	0.394	0.315	0.279	0.270	2.608
26	0.033	1.197	0.349	0.279	0.247	0.239	2.311
27	0.029	1.061	0.309	0.247	0.219	0.212	2.048
28	0.026	0.940	0.274	0.219	0.194	0.188	1.815
29	0.023	0.833	0.243	0.194	0.172	0.166	1.608
30	0.020	0.738	0.215	0.172	0.152	0.147	1.425
31	0.018	0.654	0.191	0.152	0.135	0.131	1.263
32	0.016	0.580	0.169	0.135	0.120	0.116	1.119
33	0.014	0.514	0.150	0.120	0.106	0.103	0.991
34	0.012	0.455	0.133	0.106	0.094	0.091	0.878
35	0.011	0.403	0.117	0.094	0.083	0.081	0.778
36	0.010	0.357	0.104	0.083	0.074	0.071	0.690
37	0.009	0.317	0.092	0.074	0.065	0.063	0.611
38	0.008	0.281	0.082	0.065	0.058	0.056	0.542
39	0.007	0.249	0.072	0.058	0.051	0.050	0.480
40	0.006	0.220	0.064	0.051	0.045	0.044	0.425
41	0.005	0.195	0.057	0.045	0.040	0.039	0.377
42	0.005	0.173	0.050	0.040	0.036	0.035	0.334
43	0.004	0.153	0.045	0.036	0.032	0.031	0.296
44	0.004	0.136	0.040	0.032	0.028	0.027	0.262

Tabel 41 Hidrograf Periode Ulang 50 Tahun *Afvoer* Pucang

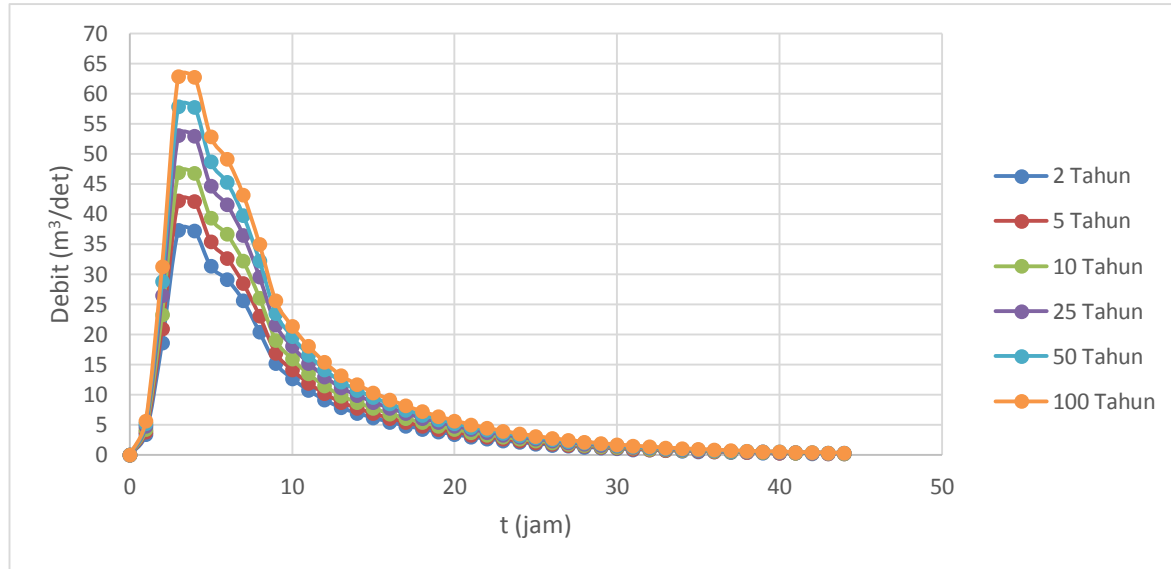
t (jam)	unit hidrograf Q (m ³ /detik)	Hujan rencana 50 tahun					Q (m ³ /detik)
		R _{1jam}	R _{2jam}	R _{3jam}	R _{4jam}	R _{5jam}	
0	0.000	0.000					0
1	0.130	5.201	0.000				5.201
2	0.687	27.452	1.343	0.000			28.794
3	1.248	49.842	7.086	0.951	0.000		57.879
4	0.980	39.134	12.865	5.021	0.747	0.000	57.767
5	0.622	24.850	10.101	9.116	3.942	0.640	48.650
6	0.530	21.150	6.414	7.158	7.157	3.379	45.258
7	0.451	18.001	5.459	4.545	5.619	6.134	39.759
8	0.384	15.320	4.646	3.868	3.568	4.817	32.220
9	0.255	10.196	3.954	3.292	3.037	3.059	23.539
10	0.226	9.035	2.632	2.802	2.585	2.603	19.657
11	0.200	8.006	2.332	1.865	2.200	2.215	16.618
12	0.178	7.094	2.066	1.653	1.464	1.886	14.163
13	0.157	6.286	1.831	1.464	1.297	1.255	12.134
14	0.139	5.570	1.623	1.298	1.150	1.112	10.752
15	0.124	4.936	1.438	1.150	1.019	0.985	9.527
16	0.109	4.373	1.274	1.019	0.903	0.873	8.442
17	0.097	3.875	1.129	0.903	0.800	0.774	7.480
18	0.086	3.434	1.000	0.800	0.709	0.686	6.628
19	0.076	3.043	0.886	0.709	0.628	0.607	5.873
20	0.068	2.696	0.785	0.628	0.556	0.538	5.204
21	0.060	2.389	0.696	0.557	0.493	0.477	4.612
22	0.053	2.117	0.617	0.493	0.437	0.423	4.086
23	0.047	1.876	0.546	0.437	0.387	0.374	3.621
24	0.042	1.662	0.484	0.387	0.343	0.332	3.208
25	0.037	1.473	0.429	0.343	0.304	0.294	2.843
26	0.033	1.305	0.380	0.304	0.269	0.261	2.519
27	0.029	1.156	0.337	0.269	0.239	0.231	2.232
28	0.026	1.025	0.298	0.239	0.211	0.205	1.978
29	0.023	0.908	0.264	0.212	0.187	0.181	1.753
30	0.020	0.805	0.234	0.187	0.166	0.161	1.553
31	0.018	0.713	0.208	0.166	0.147	0.142	1.376
32	0.016	0.632	0.184	0.147	0.130	0.126	1.219
33	0.014	0.560	0.163	0.130	0.116	0.112	1.081
34	0.012	0.496	0.144	0.116	0.102	0.099	0.957
35	0.011	0.440	0.128	0.102	0.091	0.088	0.848
36	0.010	0.389	0.113	0.091	0.080	0.078	0.752
37	0.009	0.345	0.101	0.080	0.071	0.069	0.666
38	0.008	0.306	0.089	0.071	0.063	0.061	0.590
39	0.007	0.271	0.079	0.063	0.056	0.054	0.523
40	0.006	0.240	0.070	0.056	0.050	0.048	0.463
41	0.005	0.213	0.062	0.050	0.044	0.042	0.411
42	0.005	0.189	0.055	0.044	0.039	0.038	0.364
43	0.004	0.167	0.049	0.039	0.034	0.033	0.322
44	0.004	0.148	0.043	0.034	0.031	0.030	0.286

Tabel 4.42 Hidrograf Periode Ulang 100 Tahun *Afvoer* Pucang

t (jam)	unit hidrograf Q (m ³ /detik)	Hujan rencana 100 tahun					Q (m ³ /detik)
		R _{1jam}	R _{2jam}	R _{3jam}	R _{4jam}	R _{5jam}	
0	0.000	0.000					0
1	0.130	5.651	0.000				5.651
2	0.687	29.825	1.459	0.000			31.284
3	1.248	54.152	7.699	1.034	0.000		62.884
4	0.980	42.519	13.978	5.455	0.811	0.000	62.763
5	0.622	26.999	10.975	9.905	4.283	0.695	52.857
6	0.530	22.979	6.969	7.777	7.776	3.671	49.171
7	0.451	19.557	5.931	4.938	6.105	6.665	43.197
8	0.384	16.645	5.048	4.203	3.877	5.233	35.006
9	0.255	11.078	4.296	3.577	3.300	3.323	25.574
10	0.226	9.816	2.859	3.044	2.808	2.828	21.357
11	0.200	8.698	2.534	2.026	2.390	2.407	18.055
12	0.178	7.707	2.245	1.795	1.591	2.049	15.387
13	0.157	6.830	1.989	1.591	1.410	1.363	13.183
14	0.139	6.052	1.763	1.410	1.249	1.208	11.681
15	0.124	5.362	1.562	1.249	1.107	1.071	10.351
16	0.109	4.752	1.384	1.107	0.981	0.949	9.172
17	0.097	4.210	1.226	0.981	0.869	0.841	8.127
18	0.086	3.731	1.087	0.869	0.770	0.745	7.201
19	0.076	3.306	0.963	0.770	0.682	0.660	6.381
20	0.068	2.929	0.853	0.682	0.605	0.585	5.654
21	0.060	2.596	0.756	0.605	0.536	0.518	5.010
22	0.053	2.300	0.670	0.536	0.475	0.459	4.440
23	0.047	2.038	0.594	0.475	0.421	0.407	3.934
24	0.042	1.806	0.526	0.421	0.373	0.361	3.486
25	0.037	1.600	0.466	0.373	0.330	0.319	3.089
26	0.033	1.418	0.413	0.330	0.293	0.283	2.737
27	0.029	1.256	0.366	0.293	0.259	0.251	2.425
28	0.026	1.113	0.324	0.259	0.230	0.222	2.149
29	0.023	0.987	0.287	0.230	0.204	0.197	1.904
30	0.020	0.874	0.255	0.204	0.180	0.175	1.687
31	0.018	0.775	0.226	0.180	0.160	0.155	1.495
32	0.016	0.686	0.200	0.160	0.142	0.137	1.325
33	0.014	0.608	0.177	0.142	0.126	0.121	1.174
34	0.012	0.539	0.157	0.126	0.111	0.108	1.040
35	0.011	0.478	0.139	0.111	0.099	0.095	0.922
36	0.010	0.423	0.123	0.099	0.087	0.084	0.817
37	0.009	0.375	0.109	0.087	0.077	0.075	0.724
38	0.008	0.332	0.097	0.077	0.069	0.066	0.641
39	0.007	0.294	0.086	0.069	0.061	0.059	0.568
40	0.006	0.261	0.076	0.061	0.054	0.052	0.504
41	0.005	0.231	0.067	0.054	0.048	0.046	0.446
42	0.005	0.205	0.060	0.048	0.042	0.041	0.395
43	0.004	0.181	0.053	0.042	0.037	0.036	0.350
44	0.004	0.161	0.047	0.037	0.033	0.032	0.310

Tabel 4.43 Debit Maksimum Periode Ulang T Tahun *Afvoer*
Pucang

Periode Ulang	Q (m ³ /det)
2	37.29465369
5	42.1635207
10	46.84478518
25	53.10102132
50	57.87902544
100	62.88419386

Grafik 4. 2 Debit Maksimum Periode Ulang T Tahun

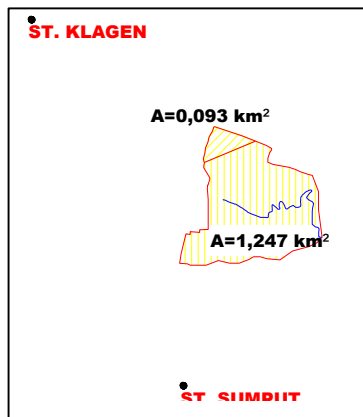
4.4 Perhitungan Debit Afvoer Kemambang

4.4.1. Perhitungan Curah Hujan Wilayah Maksimum

Perhitungan curah hujan wilayah dengan metode *Poligon Thiesen* dengan luas daerah pengaruh hujan sebagai berikut:

- Stasiun Klagén : 0,09 km²
- Stasiun Sumpút : 1,25 km²

Luas Total DAS Kemambang = 1,34 km². Berikut adalah gambar pembagian daerah pengaruh stasiun hujan untuk afvoer Pucang.



Gambar 4.5 Pembagian Daerah pengaruh Stasiun Huan Afvoer Kemambang

Tabel 4.44 Curah Hujan Maksimum Wilayah *Afvoer*
Kemambang

Tahun	Klagen	Sumpit	CH Rata-rata
1995	132	98	100.35
1996	120	77	79.97
1997	114	82	84.21
1998	108	73	75.42
1999	100	80	81.38
2000	80	96	94.89
2001	93	95	94.86
2002	125	125	125.00
2003	128	150	148.48
2004	117	110	110.48
2005	96	96	96.00
2006	106	80	81.80
2007	107	92	93.04
2008	84	83	83.07
2009	75	95	93.62
2010	90	88	88.14
2011	125	160	157.58

Tahun	Klagen	Sumput	CH Rata-rata
2012	103	141	138.37
2013	99	115	113.89
2014	137	135	135.14
		Jumlah	2075.70
		Rata-rata	103.78

4.4.2. Perhitungan Parameter Statistik

Tabel 4.45 Hitungan parameter Statistik *Afvoer* Kemambang

No	Tahun	Curah Hujan Rata-rata	$(x_i - \bar{x})$	$(x_i - \bar{x})^2$	$(x_i - \bar{x})^3$	$(x_i - \bar{x})^4$
1	1995	100.35	-3.44	11.81	-40.56	139.37
2	1996	79.97	-23.81	567.11	-13505.24	321614.99
3	1997	84.21	-19.57	383.14	-7499.69	146799.44
4	1998	75.42	-28.37	804.68	-22826.07	647502.64
5	1999	81.38	-22.40	501.90	-11244.14	251903.87
6	2000	94.89	-8.89	79.04	-702.67	6246.96
7	2001	94.86	-8.92	79.62	-710.47	6339.55
8	2002	125.00	21.22	450.08	9548.50	202572.39
9	2003	148.48	44.70	1997.66	89285.56	3990631.74
10	2004	110.48	6.70	44.87	300.59	2013.57
11	2005	96.00	-7.78	60.60	-471.80	3672.93
12	2006	81.80	-21.99	483.50	-10631.45	233770.80

No	Tahun	Curah Hujan Rata-rata	$(x_i - \bar{x})$	$(x_i - \bar{x})^2$	$(x_i - \bar{x})^3$	$(x_i - \bar{x})^4$
13	2007	93.04	-10.75	115.53	-1241.80	13347.60
14	2008	83.07	-20.72	429.14	-8890.08	184165.33
15	2009	93.62	-10.17	103.36	-1050.84	10683.54
16	2010	88.14	-15.65	244.82	-3830.63	59936.82
17	2011	157.58	53.80	2894.12	155694.83	8375914.80
18	2012	138.37	34.59	1196.45	41384.88	1431492.05
19	2013	113.89	10.11	102.21	1033.27	10446.00
20	2014	135.14	31.35	983.03	30821.15	966343.89
Jumlah		2075.70	0.00	11532.67	245423.33	16865538.28
Rata-rata		103.78				

Kemudian dari tabel di atas dapat diperoleh parameter statistik untuk *afvoer* Kemambang sebagai berikut:

1. Nilai hujan rata-rata

$$\bar{R} = \frac{\sum Ri}{n}$$

$$\bar{R} = \frac{2075,70}{20}$$

$$\bar{R} = 103,78$$

2. Deviasi standart

$$Sd = \sqrt{\frac{\sum (Ri - \bar{R})^2}{n - 1}}$$

$$Sd = \sqrt{\frac{11532,67}{20 - 1}}$$

$$Sd = 24,637$$

3. Koefisien kemencengan

$$C_s = \frac{n \sum (R_i - \bar{R})^3}{(n-1)(n-2)Sd^3}$$

$$C_s = \frac{20 \times 245423,33}{(n-19)(n-18)24,637^3}$$

$$C_s = 0,9597$$

4. Koefisien keruncingan

$$C_k = \frac{n^2 \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^3}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4}$$

$$C_k = -0,2323$$

Tabel 4.46 Parameter Statistik *Afvoer* Pucang

Nilai Rata-rata	103.78
Standart Deviasi	24.63701
Koefisien Kemencengan	0.959744
Koefisien Keruncingan	-0.23231

Berdasarkan hasil perhitungan di atas diperoleh harga $C_s = 0,0436$ dan $C_k = 1,378$. Dengan demikian persyaratan parameter statistik yang paling cocok adalah metode **Log Pearson Tipe III**.

4.4.3. Perhitungan Distribusi Probabilitas Log Pearson Tipe III

Perhitungan distribusi Log-Pearson tipe III dilakukan dengan menghitung hujan maksimum dikurangi hujan rata-rata, lalu hasil dari pengurangan itu dipangkatkan dua, tiga, dan empat. Hasil hitungan tersebut dikonversi ke dalam bentuk logaritma. Seperti pada tabel 4.47.

Tabel 4.47 Hitungan Distribusi Probabilitas Log-Pearson Tipe III *Afvoer* Kemambang

CH Rata-rata (x)	log X	$(\log x_i - \log \bar{x})$	$(\log x_i - \log \bar{x})^2$	$(\log x_i - \log \bar{x})^3$
100.35	2.00	0.00	0.00	0.0000
79.97	1.90	-0.10	0.01	-0.0011
84.21	1.93	-0.08	0.01	-0.0005
75.42	1.88	-0.13	0.02	-0.0021
81.38	1.91	-0.09	0.01	-0.0009
94.89	1.98	-0.03	0.00	0.0000
94.86	1.98	-0.03	0.00	0.0000
125.00	2.10	0.09	0.01	0.0008
148.48	2.17	0.17	0.03	0.0046
110.48	2.04	0.04	0.00	0.0001
96.00	1.98	-0.02	0.00	0.0000
81.80	1.91	-0.09	0.01	-0.0008
93.04	1.97	-0.04	0.00	0.0000
83.07	1.92	-0.09	0.01	-0.0006
93.62	1.97	-0.03	0.00	0.0000
88.14	1.95	-0.06	0.00	-0.0002
157.58	2.20	0.19	0.04	0.0071
138.37	2.14	0.14	0.02	0.0025
113.89	2.06	0.05	0.00	0.0001
135.14	2.13	0.13	0.02	0.0020
JUMLAH		0.00	0.18	0.0107

Berdasarkan hasil hitungan di atas diperoleh hasil parameter statistik pada *afvoer* Kemambang sebagai berikut:

1. Nilai hujan rata-rata

$$\overline{\text{Log R}} = \frac{\sum \text{Log Ri}}{n}$$

$$\overline{\text{Log R}} = 2,005$$

2. Deviasi Standart

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n}}$$

$$S = 0,967$$

3. Koefisien Kemencengan

$$CS = \frac{\frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^3}{S^3}$$

$$CS = 0,69$$

Berdasarkan hasil hitungan di atas didapat koefisien kemencengan $CS = -0,77$, maka harga K untuk tiap-tiap periode ulang. Sehingga dapat dihitung hujan rencana dengan periode ulang T tahun sebagai berikut:

$$\text{Log } X_t = \text{Log } \bar{X} + k \times S_{\text{Log } X}$$

Tabel 4.48 Hitungan X_t *Afvoer* Kemambang

Periode Ulang	k	X_t
2	0.132	101.761
5	0.780	115.046

Periode Ulang	k	Xt
10	1.336	127.820
25	1.998	144.890
50	2.453	157.927
100	2.891	171.584

4.4.4. Perhitungan Uji Kecocokan

4.3.4.1. Uji kecocokan Chi Kuadrat

Tabel 4.49 Hitungan Uji Kecocokan Chi-Kuadrat *Afvoer* Kemambang

Tahun	CH Rata-rata	Tahun	Log	m	P
1998	75.42	1998	1.877475578	1	4.76%
1996	79.97	1996	1.902931476	2	9.52%
1999	81.38	1999	1.910527134	3	14.29%
2006	81.80	2006	1.912733668	4	19.05%
2008	83.07	2008	1.919439445	5	23.81%
1997	84.21	1997	1.925367962	6	28.57%
2010	88.14	2010	1.945164064	7	33.33%
2007	93.04	2007	1.968652561	8	38.10%
2009	93.62	2009	1.971360423	9	42.86%
2001	94.86	2001	1.977091466	10	47.62%
2000	94.89	2000	1.977241424	11	52.38%
2005	96.00	2005	1.982271233	12	57.14%
1995	100.35	1995	2.001513092	13	61.90%
2004	110.48	2004	2.043297894	14	66.67%
2013	113.89	2013	2.056503071	15	71.43%
2002	125.00	2002	2.096910013	16	76.19%
2014	135.14	2014	2.130778056	17	80.95%
2012	138.37	2012	2.141056492	18	85.71%
2003	148.48	2003	2.171668112	19	90.48%
2011	157.58	2011	2.197506337	20	95.24%
Rata-rata	103.78	-	2.005474475	-	-

Dari hasil perhitungan nilai peluang terkecil adalah 4,76% dan nilai peluang terbesar 95,24%. Kelas dibagi dalam 5 grup maka diambil range nilai peluang sebesar 20%. Dicari nilai K, yaitu nilai Variabel Reduksi Gauss, untuk setiap nilai peluang. Dalam hal ini yaitu peluang sebesar 20%, 40%, 60%, dan 80%. Penentuan nilai K dapat dilihat pada Tabel. Nilai K tersebut kemudian dimasukkan ke dalam rumus:

$$X_t = X_{rata2} + (K.S)$$

Mencari nilai K diketahui dari nilai P, dimana :

$$P\ 20\% = 1 - 0,20 = 0,80 \rightarrow K = -0,84$$

$$P\ 40\% = 1 - 0,40 = 0,60 \rightarrow K = -0,25$$

$$P\ 60\% = 1 - 0,60 = 0,40 \rightarrow K = 0,25$$

$$P\ 80\% = 1 - 0,80 = 0,20 \rightarrow K = 0,84$$

Tabel 4.50 Hitungan X_t Uji Chi-Kuadrat *Afvoer* Kemambang

K	X_t	Log X_t	Peluang
-0.84	83.09	1.92	20
-0.25	97.63	1.99	40
0.25	109.94	2.04	60
0.84	124.48	2.10	80

Dari nilai X_t dianggap sebagai Batas Sub grup uji chi-kuadrat mencari jumlah nilai teoritis dengan rumus:

$$E_i = \frac{N}{\text{Jumlah Group}}$$

$$Ei = \frac{20}{5} = 4$$

Karena telah menemukan nilai teoritis maka dapat menentukan nilai Chi-Kuadrat (chi-Square) dengan Rumus :

$$\chi^2 = \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$$

Tabel 4.51 Hasil Uji Chi-Kuadrat *Afvoer* Kemambang

No	Nilai Batas Sub kelompok	Jumlah Data		Oi-Ei	$\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
		Oi	Ei		
1	$X \leq 1,92$	6	4	2	1
2	$1,92 \leq X \leq 1,99$	6	4	2	1
3	$1,99 \leq X \leq 2,04$	2	4	-2	1
4	$2,04 \leq X \leq 2,10$	2	4	-2	1
5	$X \geq 2,10$	4	4	0	0
	Jumlah	20	20	-	4

Total $\chi^2 = 2,5 \Rightarrow$ merupakan nilai Chi-Kuadrat hitungan

Syarat sebuah metode distribusi frekuensi dapat diterima jika nilai Chi-Kuadrat hitung lebih kecil dibandingkan dengan nilai Chi-Kuadrat tabel (teoritis), dengan terlebih dahulu menetapkan nilai derajat kebebasan (dK) dan nilai peluang (dalam perhitungan ini menggunakan peluang 5 %).

Dan Untuk nilai derajat kebebasan menggunakan Rumus:

$$dK = G - R - 1$$

Sehingga

$$dK = 5 - 2 - 1 = 2$$

$$\chi^2 \text{ hitungan} < \chi^2 \text{ teoritis} = 4 < 5,991$$

Maka hasil perhitungan curah hujan rencana dengan menggunakan metode Log-Pearson III dapat diterima karena nilai uji kesesuaian Chi Kuadrat hitungan lebih kecil dibandingkan dengan nilai uji kesesuaian Chi Kuadrat teoritis 5,991.

4.3.4.2. Uji Kecocokan Smirnov-Kolmogorov

Perhitungan uji kecocokan sebaran dengan Smirnov – Kolmogorov dapat dilihat pada Tabel dibawah :

Tabel 4.52 Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov *Afvoer* Kemambang

x	m	$P(x) = m/(n+1)$	$P(x<)$	$f(t)=(x-x)/s$	$P'(x) = m/(n-1)$	$P'(x<)$	D
-1	-2	-3	(4) = nilai 1 - (3)	-5	-6	(7) = nilai 1 - (6)	-8
83.07	1	0.05	0.95	-0.84	0.05	0.95	0.01
93.04	2	0.10	0.90	-0.44	0.11	0.89	0.01
75.42	3	0.14	0.86	-1.15	0.16	0.84	0.02
79.97	4	0.19	0.81	-0.97	0.21	0.79	0.02
81.38	5	0.24	0.76	-0.91	0.26	0.74	0.03
81.80	6	0.29	0.71	-0.89	0.32	0.68	0.03
84.21	7	0.33	0.67	-0.79	0.37	0.63	0.04
88.14	8	0.38	0.62	-0.64	0.42	0.58	0.04
93.62	9	0.43	0.57	-0.41	0.47	0.53	0.05
94.86	10	0.48	0.52	-0.36	0.53	0.47	0.05
94.89	11	0.52	0.48	-0.36	0.58	0.42	0.06
96.00	12	0.57	0.43	-0.32	0.63	0.37	0.06
100.35	13	0.62	0.38	-0.14	0.68	0.32	0.07
110.48	14	0.67	0.33	0.27	0.74	0.26	0.07
113.89	15	0.71	0.29	0.41	0.79	0.21	0.08
125.00	16	0.76	0.24	0.86	0.84	0.16	0.08
135.14	17	0.81	0.19	1.27	0.89	0.11	0.09
138.37	18	0.86	0.14	1.40	0.95	0.05	0.09
148.48	19	0.90	0.10	1.81	1.00	0.00	0.10
157.58	20	0.95	0.05	2.18	1.05	-0.05	0.10

Dari perhitungan nilai D Tabel diatas, menunjukan nilai $D_{max} = 0,10$. Data pada peringkat $m = 19$ dan 20. Dengan menggunakan data pada Tabel Nilai Kritis D_0 untuk Uji Smirnov-Kolmogorov:

Untuk derajat kepercayaan 5 %, maka diperoleh $D_0 = 0,39$. Karena nilai D_{max} lebih kecil dari nilai D_0 kritis ($0,10 <$

0,39), maka persamaan distribusi yang diperoleh dapat diterima.

4.4.5. Perhitungan Intensitas Hujan

Perhitungan intensitas hujan dengan metode Mononobe;

$$I = \left(\frac{R_{24}}{24} \right) \left(\frac{24}{tc} \right)^{2/3}$$

Berikut perhitungan intensitas curah hujan dengan periode ulang 2, 5, 10, 25, 50 dan 100 tahun.

Diketahui :

Data curah hujan rencana sebagai berikut:

Tabel 4.53 Curah Hujan Rencana Periode Ulang T Tahun
Afvoer Kemambang

R2	85,67995176 mm
R5	95,7164474 mm
R10	101,2157555 mm
R25	106,9066796 mm
R50	110,7762626 mm
R100	114,1597226 mm

Panjang saluran (L) = 1340 m

Beda tinggi (ΔH) = 0,11 m

Kemiringan dasar saluran = 0,000821

$$\text{Jarak terjauh (Lo)} = 80 \text{ m}$$

$$\text{Kekasaran manning (n)} = 0,030$$

Perhitungan kecepatan dengan rumus Rizha:

$$V = 72 \left(\frac{H}{L} \right)^{0,6}$$

$$V = 72 \left(\frac{0,00011}{1340} \right)^{0,6}$$

$$V = 1,014 \text{ km/jam} = 0,281 \text{ m/s}$$

Perhitungan Tc:

$$T_o = 0,0195 \left(\frac{L_o}{\sqrt{I_o}} \right)^{0,77} = 0,15 \text{ jam}$$

$$T_f = \frac{L}{V} = 1,32 \text{ jam}$$

$$T_c = T_o + T_f = 1,47 \text{ jam}$$

Tabel 4.54 Intensitas Hujan Rencana *Afvoer* Kemambang

Periode Ulang	I rencana	
2	22.99413	mm/jam
5	25.68764	mm/jam

Periode Ulang	I rencana	
10	27.16351	mm/jam
25	28.69079	mm/jam
50	29.72928	mm/jam
100	30.63731	mm/jam

4.4.6. Perhitungan Debit Rencana

Perhitungan debit rencana untuk *afvoer* Kemambang hanya menggunakan metode rasional karena luas DAS yang relatif kecil. Berikut perhitungan debit rencana metode rasional:

$$Q = \frac{1}{3,6} \cdot C \cdot I \cdot A$$

Diasumsikan lahan perumahan sedang, nilai koefisien pengaliran (C) = 0,6

Tabel 4.55 Debit Banjir Periode Ulang Metode Rasional
Afvoer Kemambang

Periode Ulang	I mm/jam	A km ²	C	Q m ³ /det
2	22.99413	1.34277	0.60	5.14597
5	25.68764			5.748766
10	27.16351			6.079057

25	28.69079			6.420856
50	29.72928			6.653264
100	30.63731			6.856476

4.5 Rekapitulasi Hasil Analisa Hidrologi

Dari hasil analisa hidrologi di atas didapatkan besar debit banjir rencana masing-masing titik kontrol. Besar debit banjir rencana dari ketiga titik kontrol tersebut kemudian dapat dijadikan pertimbangan analisa perhitungan selanjutnya untuk mengendalikan banjir yang ada di *afvoer* Pucang kabupaten Sidoarjo. Berikut hasil rekapitulasi analisa hidrologi:

Tabel 4.56 Rekapitulasi Analisa Hidrologi *Afvoer* Pucang Dan *Afvoer* Kemambang

Periode Ulang	AFV. PUCANG (SUMPOT)		AFV. PUCANG (PAGERWOJO)		AFV. KEMAMBANG
	Rasional	Nakayasu	Rasional	Nakayasu	Rasional
Tahun	m ³ /dt	m ³ /dt	m ³ /dt	m ³ /dt	m ³ /dt
2	34.741	39.226	34.917	37.295	5.146
5	38.811	44.347	39.007	42.164	5.749
10	41.040	49.271	41.248	46.845	6.079
25	43.348	55.851	43.567	53.101	6.421
50	44.917	60.877	45.144	57.879	6.653
100	46.289	66.141	46.523	62.884	6.856

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB V

PERENCANAAN SALURAN SUDETAN

5.1. Umum

Setelah diketahui debit banjir rencana pada periode ulang tertentu, maka dapat dihitung aspek hidroliknya. Debit banjir rencana yang dipilih adalah debit banjir rencana pada periode ulang 10 tahun. Hal ini dikarenakan perencanaan *afvoer* Pucang diasumsikan sama dengan saluran primer. Selain itu, periode ulang 10 tahun dipilih karena memiliki debit yang tidak terlalu besar yang nantinya akan berbanding lurus dengan dimensi saluran. Semakin besar debit rencana yang ada maka semakin besar pula dimensi saluran sudetan tersebut.

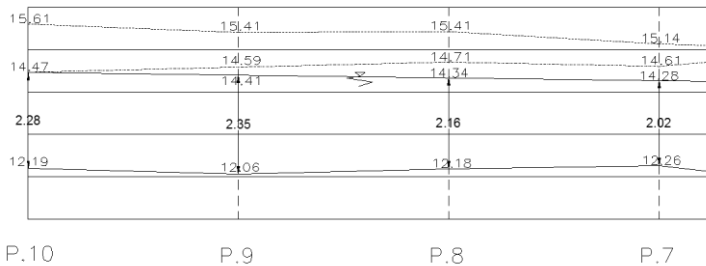
Pada bab ini akan dibahas pengurangan debit untuk mengendalikan banjir di *afvoer* Pucang, dimensi saluran sudetan, serta pola operasi pintu air yang dihubungkan dengan elevasi pada beberapa titik kontrol. Titik kontrol yang dimaksud berada pada *upstream* dan *downstream* dam Sumpat, *upstream* dan *downstream* saluran sudetan, serta *afvoer* Pucang yang berada di kelurahan Magersari. Beberapa titik kontrol tersebut akan ditinjau dari segi ketinggian elevasi air yang terjadi.

5.2. Perhitungan Kapasitas Alir Saluran

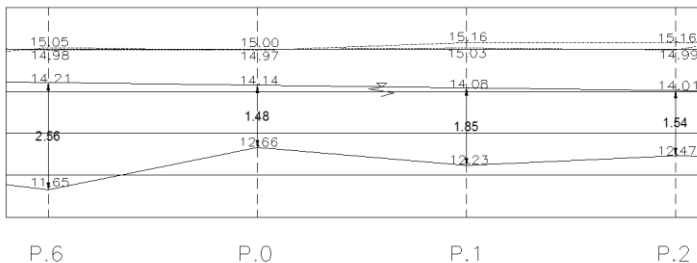
Dari data penampang melintang kedua *afvoer* dapat dihitung kapasitas alirnya. Perhitungan kapasitas alir dibagi 3 saluran, yaitu *afvoer* Pucang dan *afvoer* Kemambang di Ds. Cemengbakalan, serta *afvoer* Pucang di kecamatan Pagerwojo. Perhitungan kapasitas alir menggunakan rumus Manning.

5.2.1. Perhitungan Kapasitas Alir Afv. Pucang (Ds. Cemengbakalan)

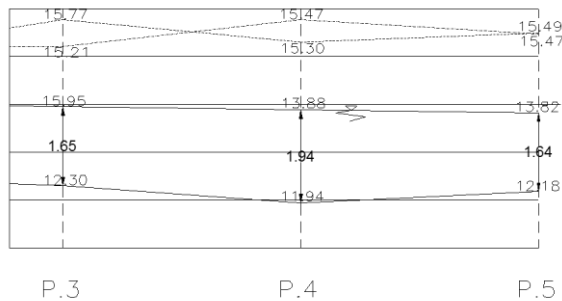
Perhitungan kapasitas alir pada *afvoer* Pucang di Ds. Cemengbakalan menggunakan rumus Manning. Salah satu variabel yang ada di rumus Manning adalah kemiringan dasar saluran (I_0). Kemiringan dasar saluran dapat dimasukkan ke dalam rumus Manning jika suatu saluran memiliki kemiringan dasar saluran yang sama. Namun, *afvoer* Pucang dan Kemambang memiliki kemiringan dasar saluran yang tidak sama, maka kemiringan untuk perhitungan kapasitas alir menggunakan kemiringan muka air (I_w).



Gambar 5.6 Potongan Memanjang P10 - P7 *Afvoer* Pucang



Gambar 5.7 Potongan Memanjang P6 – P2 *Afvoer* Pucang



Gambar 5.8 Potongan Memanjang P3 – P5 *Afvoer* Pucang

Dari potongan memanjang di atas didapatkan kemiringan muka air saluran adalah 0,0004. Menggunakan rumus Manning, maka kapasitas alir P 0 sampai P 10 adalah sebagai berikut:

Tabel 5.57 Perhitungan Kapasitas Alir *Afvoer* Pucang (Ds. Cemengbakalan)

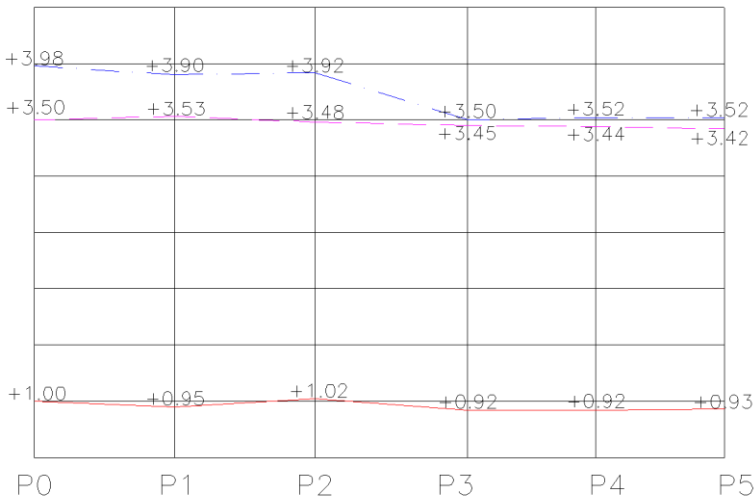
Patok	I_{saluran}	h	A_{full}	P_{full}	R	v	Q_{full}
		m	m^2	m	m	m/dt	m^3/dt
P0	0.00040	1.480	35.677	29.030	1.229	1.147	40.934
P1	0.00040	0.925	35.869	30.872	1.162	1.105	39.642
P2	0.00040	1.540	40.619	30.381	1.337	1.214	49.297
P3	0.00040	1.650	53.570	31.880	1.680	1.413	75.716
P4	0.00040	1.940	66.032	33.202	1.989	1.581	104.427
P5	0.00040	1.640	60.260	34.444	1.750	1.452	87.494
P6	0.00040	2.560	43.778	28.013	1.563	1.347	58.955
P7	0.00040	2.020	35.820	25.938	1.381	1.240	44.421
P8	0.00040	2.160	35.790	25.306	1.414	1.260	45.095
P9	0.00040	2.350	32.966	23.974	1.375	1.237	40.764
P10	0.00040	2.280	27.235	22.952	1.187	1.121	30.526

Dari tabel di atas diketahui masing-masing kapasitas alir tiap patok. Untuk perhitungan kapasitas alir diambil yang

paling kecil dari semua patok. Dari 11 patok di atas, patok 10 memiliki kapasitas alir paling kecil, yaitu 30,526 m³/dt. Jadi kapasitas alir untuk *afvoer* Pucang Ds. Cemengbakalan sebesar 30,526 m³/dt.

5.2.2. Perhitungan Kapasitas Alir Afv. Pucang (Kel. Magersari)

Perhitungan kapasitas alir *afvoer* Pucang Kelurahan Magersari sama dengan perhitungan kapasitas alir *afvoer* Pucang Desa Cemengbakalan. Berikut gambar potongan memanjang *afvoer* Pucang di kelurahan Magersari:



Gambar 5.9 Potongan Memanjang Afvoer Pucang (Kel. Magersari)

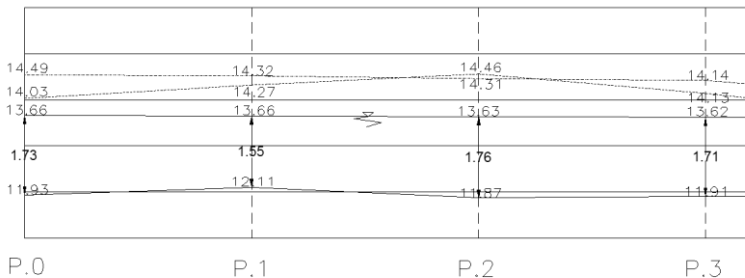
Tabel 5.58 Perhitungan Kapasitas Alir *Afvoer* Pucang
(Kelurahan Magersari)

Patok	h	b	I	A	P	R	V	Q
	(m)	(m)		(m ²)	(m)	(m)	(m/dt)	(m ³ /dt)
P0	2.5	13	0.00024	41.6	39.476	1.054	0.802	33.369
P1	2.58	13	0.00024	42.64	39.507	1.079	0.815	34.753
P2	2.46	13	0.00024	41.08	39.461	1.041	0.796	32.685
P3	2.53	13	0.00024	41.99	39.488	1.063	0.807	33.885
P4	2.52	11.5	0.00024	32.634	23.273	1.402	0.970	31.668
P5	2.49	11.5	0.00024	32.2455	23.266	1.386	0.963	31.048

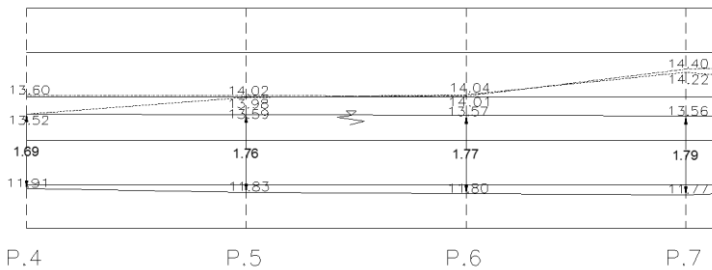
Dari tabel di atas diketahui masing-masing kapasitas alir tiap patok. Untuk perhitungan kapasitas alir diambil yang paling kecil dari keseluruhan patok. Dari 6 patok di atas, patok 5 memiliki kapasitas alir paling kecil, yaitu 31,048 m³/dt. Jadi kapasitas alir untuk *afvoer* Pucang Ds. Cemengbakalan sebesar 31,048 m³/dt.

5.2.3. Perhitungan Kapasitas Alir *Afv.* Kemambang (Ds. Cemengbakalan)

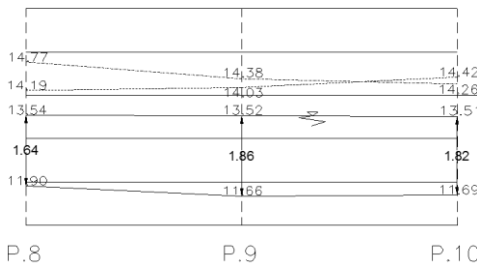
Perhitungan kapasitas alir *afvoer* Kemambang sama dengan perhitungan kapasitas alir *afvoer* Pucang. Berikut gambar potongan memanjang *afvoer* Kemambang:



Gambar 5.10 Potongan Memanjang Patok P0 – P3
Afvoer Kemambang



Gambar 5.11 Penampang Memanjang Patok P4 – P7
Afvoer Kemambang



Gambar 5. 1 Potongan memanjang patok P8 – P10 *afv.*
Kemambang

Dari potongan memanjang di atas didapatkan kemiringan muka air saluran adalah 0,00015. Menggunakan rumus Manning, maka kapasitas alir P 0 sampai P 10 adalah sebagai berikut:

Tabel 5.59 Perhitungan Kapasitas Alir *Afvoer* Kemambang
(Ds. Cemengbakalan)

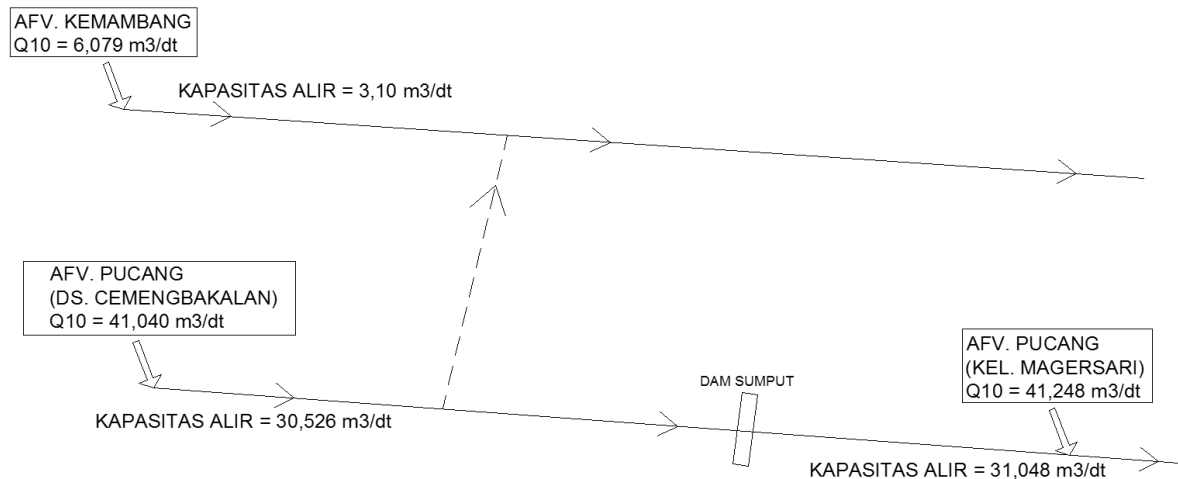
Patok	I saluran	A_{full}	P_{full}	R	v	Q_{full}
		m^2	m	m	m/dt	m^3/dt
P0	0.00015	10.003	7.879	1.270	0.472	4.723
P1	0.00015	10.584	8.080	1.310	0.482	5.104

Patok	I_{saluran}	A_{full}	P_{full}	R	v	Q_{full}
		m^2	m	m	m/dt	m^3/dt
P2	0.00015	11.368	7.825	1.453	0.517	5.873
P3	0.00015	12.029	9.357	1.286	0.476	5.729
P4	0.00015	7.299	6.742	1.083	0.425	3.100
P5	0.00015	11.699	9.904	1.181	0.450	5.266
P6	0.00015	9.230	7.179	1.286	0.476	4.396
P7	0.00015	14.891	8.951	1.664	0.566	8.421
P8	0.00015	11.632	8.312	1.399	0.504	5.861
P9	0.00015	11.183	7.747	1.444	0.514	5.753
P10	0.00015	12.213	7.928	1.540	0.537	6.561

Dari tabel di atas diketahui masing-masing kapasitas alir tiap patok. Untuk perhitungan kapasitas alir diambil yang paling kecil dari semua patok. Dari 11 patok di atas, patok 4 memiliki kapasitas alir paling kecil, yaitu $3,10 \text{ m}^3/\text{dt}$. Jadi kapasitas alir untuk *afvoer* Kemambang Ds. Cemengbakalan sebesar $3,10 \text{ m}^3/\text{dt}$.

5.3. Skema Pengaliran Eksisting

Dari hasil perhitungan hidrologi dan kapasitas alir di 2 *afvoer* tersebut. Maka dapat diketahui debit banjir rencana dan kapasitas alir pada *afvoer* Pucang dan Kemambang. Berikut skema pengalirannya eksisting di *afvoer* Pucang dan Kemambang:



Gambar 5.12 Skema Pengaliran Existing Afvoer Pucang dan Kemambang

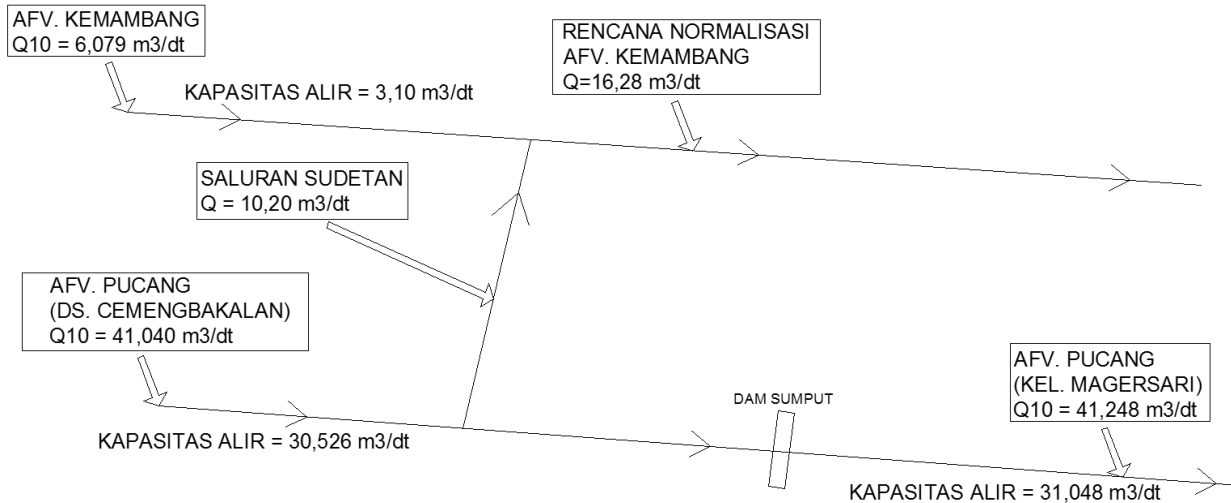
Gambar 5.8 menjelaskan skema pengaliran *afvoer* Pucang dan Kemambang. Dari gambar tersebut diketahui bahwa *afvoer* Pucang Ds. Cememengbakalan memiliki kapasitas alir sebesar $30,526 \text{ m}^3/\text{dt}$ dan debit banjir 10 tahun yang terjadi sebesar $41,040 \text{ m}^3/\text{dt}$. Sedangkan pada *afvoer* Pucang yang terdapat di Kelurahan Magersari memiliki kapasitas alir sebesar $31,048 \text{ m}^3/\text{dt}$ dan debit banjir 10 tahun yang terjadi sebesar $41,248 \text{ m}^3/\text{dt}$. Pada *afvoer* Kemambang, kapasitas alirnya sebesar $3,10 \text{ m}^3/\text{dt}$ dan debit banjir 10 tahun yang terjadi sebesar $6,079 \text{ m}^3/\text{dt}$.

Untuk pengendalian banjir di *afvoer* Pucang, maka perlu pengurangan debit antara kapasitas alir dan debit banjir yang berada di *afvoer* Pucang Kelurahan Magersari. Selisih antara debit banjir dan kapasitas alir *afvoer* Pucang Kelurahan Magersari sebesar $10,20 \text{ m}^3/\text{dt}$. Besar debit yang seharusnya dikurangi atau dialirkan melalui sudetan sebesar $10,20 \text{ m}^3/\text{dt}$.

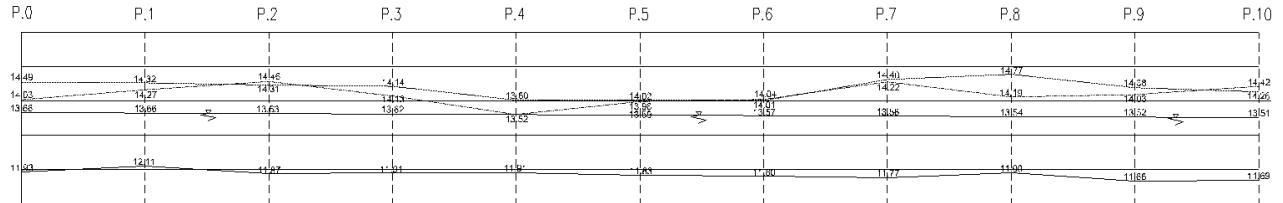
Dari hasil analisa hitungan kapasitas alir dan tinjauan lokasi, diketahui bahwa *afvoer* Kemambang tidak mampu menampung debit sebesar $10,20 \text{ m}^3/\text{dt}$. Maka langkah teknis yang harus diambil adalah menormalisasi *afvoer* Kemambang.

5.4. Rencana Normalisasi Sungai *Afvoer* Kemambang

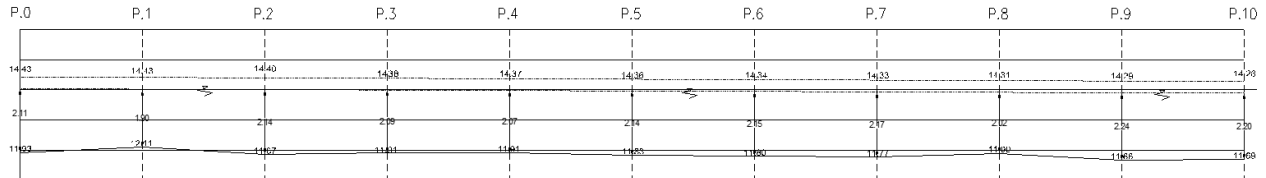
Kondisi existing *afvoer* Kemambang saat ini sebagian besar masih berupa tanah asli dan masih bisa untuk dinormalisasi. Sedangkan kondisi pada *afvoer* Pucang di kelurahan Magersari, sebagian daerah hilir telah dinormalisasi dengan pembuatan plengsengan dan turap (*sheet pile*). Oleh karena itu, untuk mengendalikan banjir perlu menormalisasi *afvoer* kemambang. Berikut skema rencana normalisasi *afvoer* Kemambang:



Gambar 5.13 Skema Pengaliran Rencana Normalisasi *Afvoer* Kemambang

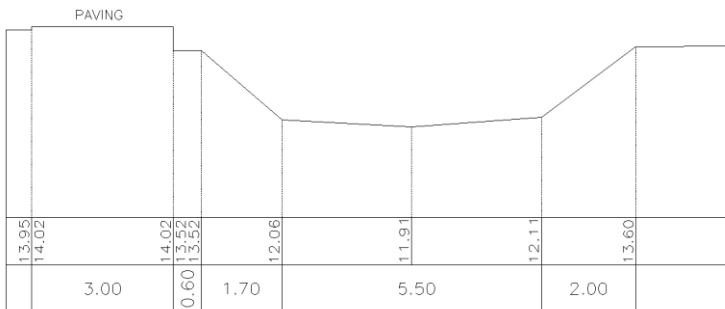


Gambar 5.14 Penampang Memanjang Existing *Afvoer* Kemambang

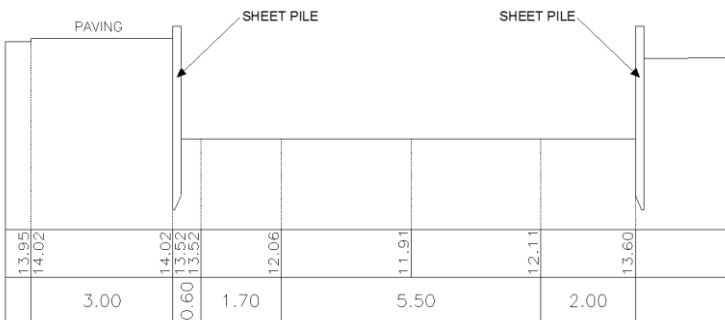


Gambar 5.15 Penampang Memanjang Rencana Normalisasi *Afvoer* Kemambang

Rencana normalisasi *afvoer* Kemambang menggunakan turap (*sheet pile*). Debit yang akan dialirkan ke sudetan sebesar $10,20 \text{ m}^3/\text{dt}$. Sedangkan debit banjir 10 tahun di *afvoer* Kemambang sebesar $6,079 \text{ m}^3/\text{dt}$. Maka normalisasi *afvoer* Kemambang harus direncanakan hingga *afvoer* Kemambang mampu mengalirkan debit sebesar $\pm 16 \text{ m}^3/\text{dt}$. Normalisasi *afvoer* Kemambang menggunakan kemiringan saluran sesuai kondisi eksisting, yaitu 0,00015.



Gambar 5.16 Penampang Existing *Afvoer* Kemambang



Gambar 5.17 Penampang Rencana Normalisasi *Afvoer* Kemambang

Berikut perhitungan kapasitas alir rencana *afvoer* Kemambang menggunakan rumus Manning.

Diketahui:

Lebar saluran (b)	= 9,8 m
Kedalaman air (h)	= 2,11 m
Kemiringan saluran (I_w)	= 0,00015 m

Luas penampang basah (A)	= 20,678 m ²
Keliling Basah (P)	= 14,02 m
Jari-jari (R)	= 1,475 m
Kekasaran dasar saluran (n)	= 0,02

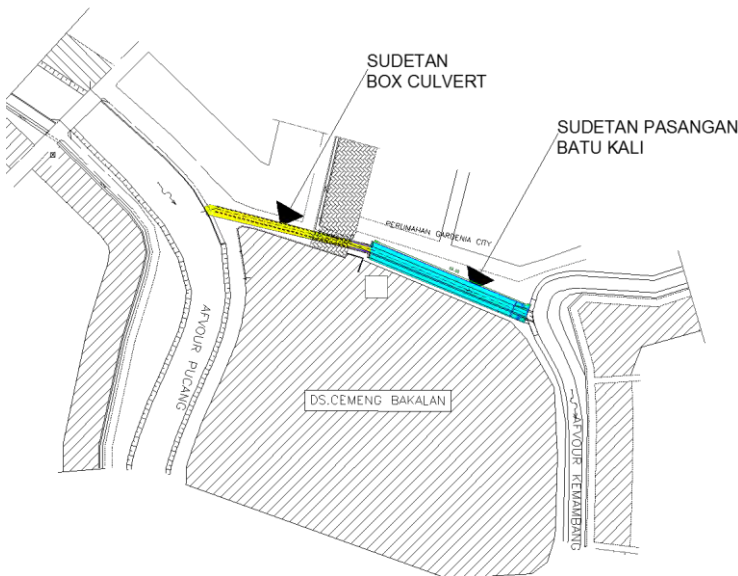
$$Q = \frac{1}{n} A R^{2/3} I^{1/2}$$

$$Q = 16,41 \text{ m}^3/\text{detik}$$

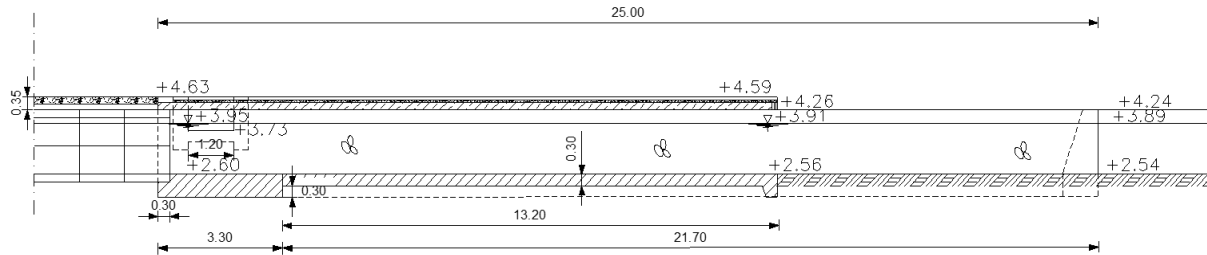
Pengurangan debit untuk mengendalikan banjir di *afvoer* Pucang sebesar 10,20 m³/dt dan debit banjir 10 tahun di *afvoer* Kemambang sebesar 6,079 m³/dt. Jika dijumlahkan, maka kapasitas tampungan air di *afvoer* Kemambang untuk mengendalikan banjir di *afvoer* Pucang sebesar 16,279 m³/dt. Jika menggunakan rencana normalisasi *afvoer* Kemambang seperti di atas, maka *afvoer* Kemambang masih bisa menampung debit banjir dari *afvoer* Pucang dan *afvoer* Kemambang itu sendiri.

5.5. Perencanaan Dimensi Saluran Sudetan

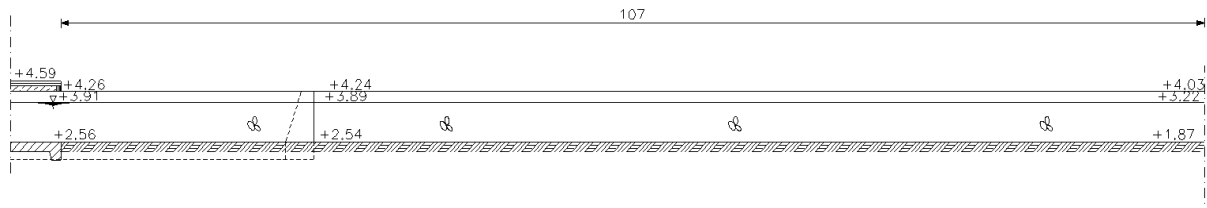
Dari perhitungan yang telah dilakukan didapatkan besar debit yang akan dialirkan melalui saluran sudetan sebesar $10,20 \text{ m}^3/\text{dt}$. Perhitungan dimensi sudetan dibagi menjadi 2, yaitu sudetan berupa *box culvert* dan pasangan batu kali. Pembagian 2 bentuk sudetan ini dikarenakan kondisi lahan yang akan dijadikan saluran sudetan sebagian berupa akses jalan untuk warga. Maka *box culvert* dipilih agar tidak mengganggu aktifitas warga sekitar. Dimensi saluran sudetan yang direncanakan harus dapat mengalirkan debit sebesar $10,20 \text{ m}^3/\text{dt}$. Berikut perhitungan dimensi rencana sudetan.



Gambar 5.18 Skema Pembagian Saluran Sudetan

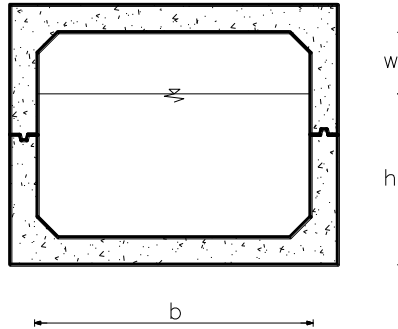


Gambar 5.19 Potongan Memanjang Sudetan *Box Culvert*



Gambar 5.20 Potongan Memanjang Sudetan Pasangan Batu Kali

a. *Box Culvert Precast*



Gambar 5.21 Penampang Saluran Persegi (*Box Culvert*)

Di mana:

$$Q = V \cdot A$$

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

$$R = A / P$$

$$A = b \times h$$

$$P = b + 2h$$

Debit yang akan dialirkan ke saluran sudetan sebesar 3,100 m³/detik. Direncanakan:

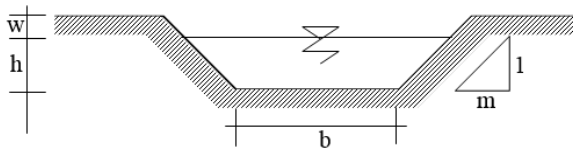
$$b = 3 \text{ m}$$

$$h = 2,911 \text{ m}$$

$$A = 8,733 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned}
 P &= 8,822 \text{ m} \\
 R &= 0,990 \text{ m} \\
 I &= 0,001 \\
 V &= 1,168 \text{ m/dt} \\
 Q &= 10,20 \text{ m}^3/\text{dt (OK)}
 \end{aligned}$$

b. Trapesium Pasangan Batu Kali



Gambar 5.22 Penampang Saluran Trapesium

Di mana:

$$\begin{aligned}
 Q &= V \cdot A \\
 V &= \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2} \\
 R &= A / P \\
 A &= (b + mh) h \\
 P &= b + 2h \sqrt{m^2 + 1} \\
 m &= b / h
 \end{aligned}$$

Debit yang akan dialirkan ke saluran sudetan sebesar 10,20 m³/detik. Direncanakan:

$$b = 4 \text{ m}$$

$$h = 2,194 \text{ m}$$

$$m = 0,5$$

$$A = 11,181 \text{ m}^2$$

$$P = 8,905 \text{ m}$$

$$R = 1,265 \text{ m}$$

$$I = 0,001$$

$$V = 0,912 \text{ m/dt}$$

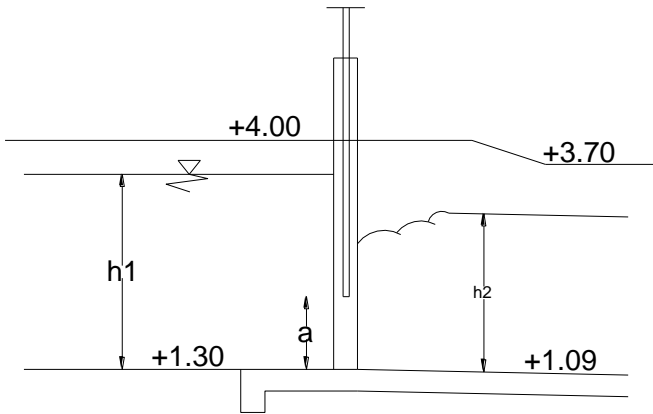
$$Q = 10,20 \text{ m}^3/\text{dt (OK)}$$

5.6. Pola Operasi Pintu Air

Pada sub-bab ini akan dibahas mengenai pengoperasian pintu air. Terdapat 2 pintu air yang berpengaruh pada tugas akhir terapan ini. Kedua pintu air tersebut berhubungan dengan pengendalian banjir di *afvoer* Pucang. Kedua pintu air tersebut adalah pintu air (dam) Sumpat dan pintu air saluran sudetan.

5.6.1. Pola Pengoperasian Pintu Air Sumpat

Diketahui kapasitas alir *afvoer* Pucang kelurahan Magersari sebesar 31,048 m³/detik. Maka, besar debit yang akan dialirkan dari pintu air Sumpat ke *afvoer* Pucang di Kelurahan Magersari maksimal sebesar 31,048 m³/detik. Besar debit yang akan dialirkan ke daerah Pagerwojo diatur dengan pengoperasian pintu air Sumpat. Dam sumpat terdiri dari 1 unit skot balok dan 4 unit pintu sorong.



Gambar 5.24 Tinggi Bukaam Dam Sumpu

Diketahui sketsa gambar dam Sumpu seperti di atas. Perhitungan debit yang mengalir di bawah pintu air sumpu sebagai berikut:

$$Q = C \cdot b \cdot a \sqrt{2 \cdot g \cdot z}$$

Dimana:

- Q = debit yang melimpah di bawah pintu air (m^3/dt)
- C = koefisien ambang tajam (0,6)
- a = tinggi bukaan pintu (m)
- b = lebar pintu (m)
- g = percepatan gravitasi ($9,8 \text{ m}/\text{dt}^2$)
- z = beda tinggi antara h_1 dan h_2

Diketahui:

- b = 4 m
- $h_1 = 2,61 \text{ m}$
- $h_2 = 2,33 \text{ m}$

Jika pintu air dam Sumpat diangkat setinggi 1,4 m ($a = 1,4$ m), maka debit yang mengalir di bawah pintu air sebesar:

$$Q = C . b . a \sqrt{2 . g . z}$$

$$Q = 0,6 . 4 . 1,4 \sqrt{2 . 9,8 . 0,28}$$

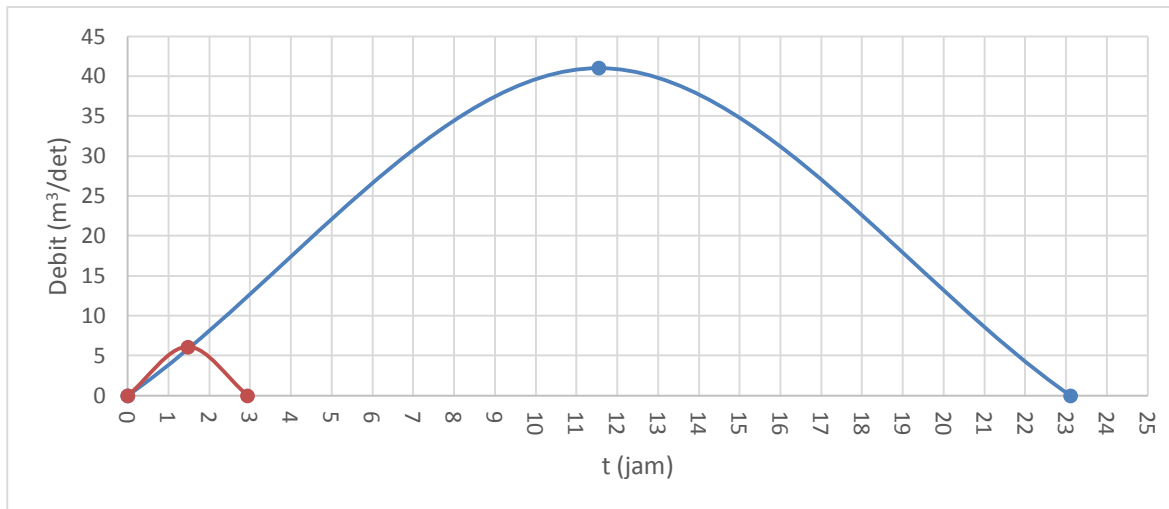
$$Q = 7,87 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Dari perhitungan skot balok dan pintu air di atas, jika skot balok diangkat 1 skot dan pintu diangkat setinggi 1,4 m. Maka debit yang mengalir dari dam Sumpat sebesar $30,733 \text{ m}^3/\text{dt}$ ($< 31,048 \text{ m}^3/\text{dt}$).

5.6.2. Pola Pengoperasian Pintu Air Sudetan

Setelah diketahui debit yang akan mengalir melalui saluran dan juga telah diketahui dimensi saluran sudetan, maka perlu dipertimbangkan tentang bagaimana pola pengoperasian pintu air. Pengaturan pola pengoperasian pintu air sudetan ini bertujuan agar debit yang akan dilimpahkan ke *afvoer* Kemambang tidak menyebabkan *afvoer* Kemambang menjadi banjir. Debit yang direncanakan masuk ke *afvoer* Kemambang harus disesuaikan dengan elevasi muka air pada saat yang bersamaan juga. Jadi, pada *downstream* saluran sudetan (*afvoer* Kemambang) harus diberikan papan duga elevasi agar diketahui berapa tinggi bukaan pintu air yang harus digunakan.

Direncanakan pintu air berada di *upstream* sudetan dan papan duga berada di *downstream* sudetan. Menurut hasil survey beda tinggi antara *upstream* dan *downstream* sudetan sebesar 0,73 m dengan panjang sudetan 123 m. Untuk merencanakan pengoperasian pintu air di sudetan maka perlu meninjau hidrograf yang ada di *afvoer* Pucang dan *afvoer* Kemambang. Berikut adalah hidrograf dari *afvoer* Pucang dan *afvoer* Kemambang:



Grafik 1 Hidrograf *afvoer* Pucang dan *afvoer* Kemambang

Dari hidrograf di atas dapat diketahui debit yang akan mengalir pada jam sekian dan elevasi muka air pada 2 *afvoer* tersebut. Dari hidrograf di atas dapat diketahui volume banjir pada 2 *afvoer*. Untuk menghitung volume tampungan pada *afvoer* Pucang dapat diketahui dari selisih volume pada saat debit 31,048 m³/dt dengan debit puncak yang terjadi. Berikut perhitungan volume tampungan:

Volume banjir *afvoer* Pucang:

$$\text{Volume} = \frac{1}{2} (Q \times t)$$

$$\text{Volume} = \frac{1}{2} (41,248 \times 23,1 \times 3600)$$

$$\text{Volume} = 1715091,84 \text{ m}^3$$

Volume tampungan setelah dikurangi debit 31,048 m³/dt:

$$\text{Volume} = Q \times t$$

$$\text{Volume} = \frac{1}{2} (10,2 \times 11 \times 3600)$$

$$\text{Volume} = 180852,16 \text{ m}^3$$

Dari volume tampungan di atas didapat panjang tampungan L = 7517,73 m dan tinggi tampungan H = 3,01 m. Dengan tinggi tampungan sebesar 3,01 m jika ditambahkan dengan elevasi dasar saluran, maka elevasi muka air banjir adalah +4,31. Sedangkan elevasi tanggul sebesar +4,00. Di bagian hulu dam Sumpat terdapat jembatan yang melintasi *afvoer* Pucang. Gelagar bagian bawah tersebut memiliki elevasi sama dengan tanggul sungai, yaitu +4,00.

Jika pada kondisi banjir, elevasi muka air banjir adalah +4,31. Elevasi muka air banjir tersebut di atas gelagar bawah jembatan penyeberangan tersebut. Hal tersebut akan menyebabkan air meluber di samping sungai. Pada saat kondisi tersebut sangat tidak mungkin mengatasi banjir dengan membangun tanggul di samping *afvoer* Pucang.

Dari hidrograf tersebut juga dapat diketahui selisih elevasi pada jam yang sama di *afvoer* Pucang dan *afvoer* Kemambang. Berikut tabel beda tinggi antara 2 *afvoer* tersebut:

Tabel 60 Perhitungan beda tinggi *afvoer* Pucang dan *afvoer* Kemambang

Afv Pucang				Afv Kemambang				Beda tinggi (m)
t (jam)	Q (m ³ /dt)	h (m)	Elv (m)	t (jam)	Q (m ³ /dt)	h (m)	Elv (m)	
0.2	0.6	0.42	3.08	0.2	1	0.38	2.31	0.77
0.4	1.5	0.6	3.26	0.4	2	0.58	2.51	0.75
0.6	2.1	0.675	3.335	0.6	3	0.75	2.68	0.655
0.8	3	0.77	3.43	0.8	4	0.91	2.84	0.59
1	3.8	0.84	3.5	1	5	1.03	2.96	0.54
1.2	4.7	0.91	3.57	1.2	5.7	1.13	3.06	0.51
1.4	5.5	0.95	3.61	1.4	6	1.17	3.1	0.51
1.6	6.2	0.99	3.65	1.6	5.9	1.16	3.09	0.56
1.8	7.1	1.04	3.7	1.8	5.5	1.11	3.04	0.66
2	8	1.07	3.73	2	4.8	1.02	2.95	0.78
2.2	9	1.13	3.79	2.2	3.9	0.89	2.82	0.97
2.4	9.9	1.16	3.82	2.4	2.7	0.71	2.64	1.18
2.6	10.9	1.22	3.88	2.6	1.7	0.53	2.46	1.42
2.8	11.7	1.25	3.91	2.8	0.5	0.23	2.16	1.75
3	12.7	1.29	3.95	3	0	0	1.93	2.02

Menurut perhitungan analisa hidrologi pada bab sebelumnya, waktu puncak debit banjir pada *afvoer* Kemambang adalah 1,47 jam. Sedangkan waktu puncak pada *afvoer* Pucang sebesar 11,55 jam. Melihat tabel 60 di atas, elevasi muka air *afvoer* Kemambang setelah 1,5 jam cenderung mengalami penurunan. Sedangkan pada waktu hujan 1,5 jam elevasi pada *afvoer* Pucang masih meningkat hingga jam puncak (11,55 jam).

Melihat hasil perhitungan elevasi muka air pada tabel 60 dan menggunakan rumus debit pada pintu sorong (KP 04 hal 34), maka dapat dibuat prosedur pengoperasian pintu air di sudetan sebagai berikut:

Tabel 61 Tabel SOP Pengoperasian Pintu Air Sudetan

Afvoer Pucang		Afvoer Kemambang		Q sudetan	Tinggi bukaan pintu air (m)
Elevasi	Debit (m ³ /dt)	Elevasi	Debit (m ³ /dt)	m ³ /dt	
2.90	0.120	2.20	0.55	-	-
3.00	0.321	2.30	1.00	-	-
3.10	0.523	2.40	1.35	-	-
3.20	1.033	2.50	2.00	-	-
3.30	1.543	2.60	2.50	-	-
3.40	2.433	2.70	3.00	-	-
3.50	3.323	2.80	3.70	-	-
3.60	4.844	2.90	5.40	-	-
3.70	6.366	3.00	6.00	-	-
3.80	8.427	2.90	5.40	-	-
3.90	10.487	2.80	3.70	-	-
4.00	12.936	2.70	3.00	-	-
4.10	15.385	2.60	2.50	-	-
4.20	18.192	2.50	2.00	-	-
4.30	20.999	2.40	1.35	-	-
4.40	24.143	2.30	1.00	-	-
4.50	27.287	2.20	0.55	2.00	0.12
4.60	30.752	2.10	0.55	2.00	0.12
4.70	34.216	2.00	0.55	3.12	0.18
4.80	36.564	2.00	0.55	4.62	0.26
4.90	38.765	2.00	0.55	6.08	0.34
5.00	40.934	2.00	0.55	7.50	0.41

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB VI

PENUTUP

6.1. KESIMPULAN

Dari hasil yang diperoleh melalui analisa perencanaan dan perhitungan, maka dapat diambil kesimpulan sebagai berikut :

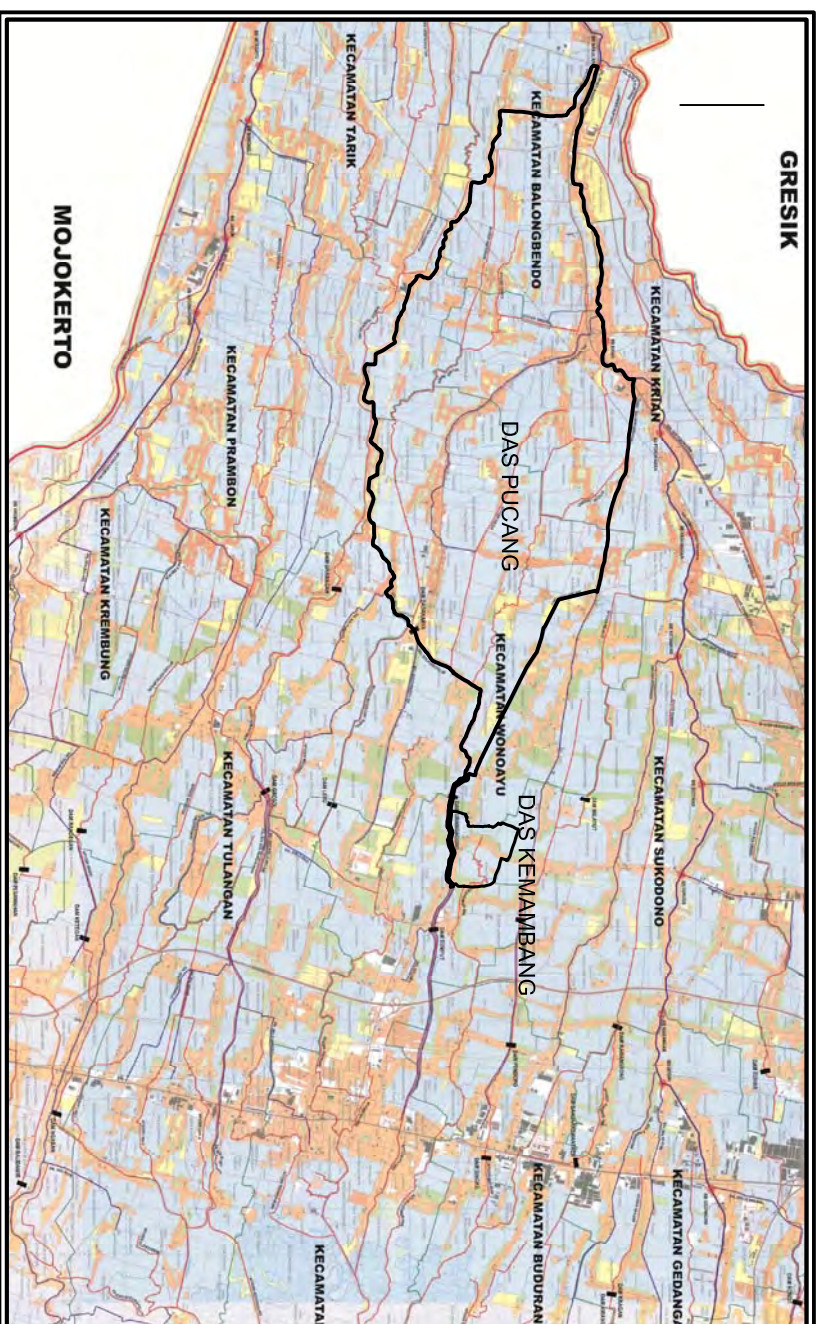
1. Debit banjir 10 tahunan pada *afvoer* Pucang adalah 41,040 m³/dt dan kapasitas alir *afvoer* Pucang sebesar 31,048 m³/dt.
2. Debit banjir 10 tahunan pada *afvoer* Kemambang adalah 6,079 m³/dt dan kapasitas alir *afvoer* Kemambang sebesar 3,10 m³/dt.
3. Dari kesimpulan 2 *afvoer* di atas dan penampang *afvoer* Pucang dibuat tetap maka debit yang akan mengalir melewati saluran sudetan sebesar 10,20 m³/dt. Dimensi sudetan sebagai berikut :
 - Sudetan box culvert
 - Lebar saluran (b) = 3 m
 - Tinggi saluran (H) = 3 m
 - Sudetan pasangan batu kali
 - Lebar saluran (b) = 4 m
 - Tinggi saluran (H) = 2,5 m
 - Kemiringan talud (m) = 0,5
4. Untuk mengendalikan banjir di *afvoer* Pucang maka pintu air sumpat harus dibuka setinggi 1,4 m dan pintu air sudetan dibuka setinggi 1 m.
5. Untuk mengendalikan banjir di *afvoer* Pucang perlu untuk menormalisasi *afvoer* Kemambang.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR PUSTAKA

- NN. 2011.** Kurangi Genangan, PU Pengairan Siapkan Dana 700 juta. *F-Nonline.com*. [Online] 2011. <http://www.fn-online.com/2013/03/kurangi-genangan-pu-pengairan-siapkan.html>.
- PU, Departemen. 1986.** *KP 04 Bangunan*. Jakarta : Departemen Pekerjaan Umum Pengairan, 1986.
- Soemarto, C.D. 1995.** *Hidrologi Teknik*. Jakarta : Erlangga, 1995.
- Soewarno. 1995.** *HIDROLOGI Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data*. Bandung : NOVA, 1995.
- Wesli. 2008.** *Drainase Perkotaan*. Yogyakarta : Graha Ilmu, 2008.

“Halaman ini sengaja dikosongkan



DAS AFVOER PUCANG DAN KEMAMBANG

SKALA 1 : 2000

JUDUL TUGAS AKHIR

**ALTERNATIF PENGENDALIAN
BANJIR AFVOER PUCANG
DENGAN SUDETAN DI DESA
CEMENGBAKALAN KABUPATEN
SIDOARJO**

NAMA GAMBAR

**DAS AFVOER PUCANG DAN
AFVOER KEMAMBANG**

DOSEN PEMBIMBING

**Dr.Ir. SUHARJOKO, MT.
19560119 198403 1 001
Ir. CHOIRUL ANWAR
19520114 198803 1 001**

NAMA MAHASISWA

**BAYU OKTORUSADI
3112030112**

NO JUMLAH

1 20

JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF PENGENDALIAN
BANJIR ARAVOER PUCANG
DENGAN SUDETAN DI DESA
CEMENGBAKALAN KABUPATEN
SIDOARJO

NAMA GAMBAR

DAERAH PENGARUH STASIUN
HUJAN

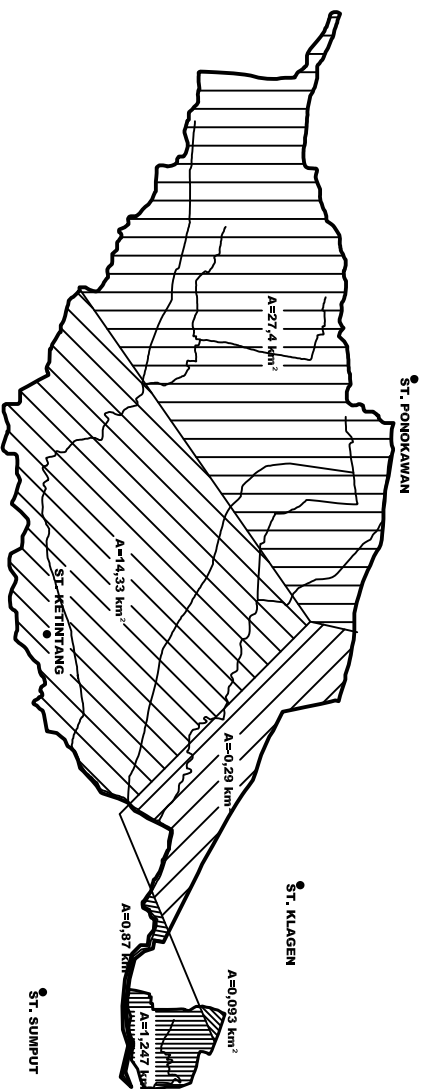
DOSEN PEMBIMBING

Dr.Ir. SUHARJOKO, MT.
19560119 198403 1 001
Ir. CHOIRUL ANWAR
19520114 198803 1 001

NAMA MAHASISWA
BAYU OKTORUSADI
3112030112

NO	JUMLAH
----	--------

2	20
---	----





PEMBAGIAN DAERAH PENGARUH STA HUJAN

SKALA 1:2000

JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF PENGENDALIAN
BANJIR AWOER PUCANG
DENGAN SUDETAN DI DESA
CEMENGBAKALAN KABUPATEN
SIDOARJO

NAMA GAMBAR

DENAH DAM SUMP
(EXISTING)

DOSEN PEMBIMBING

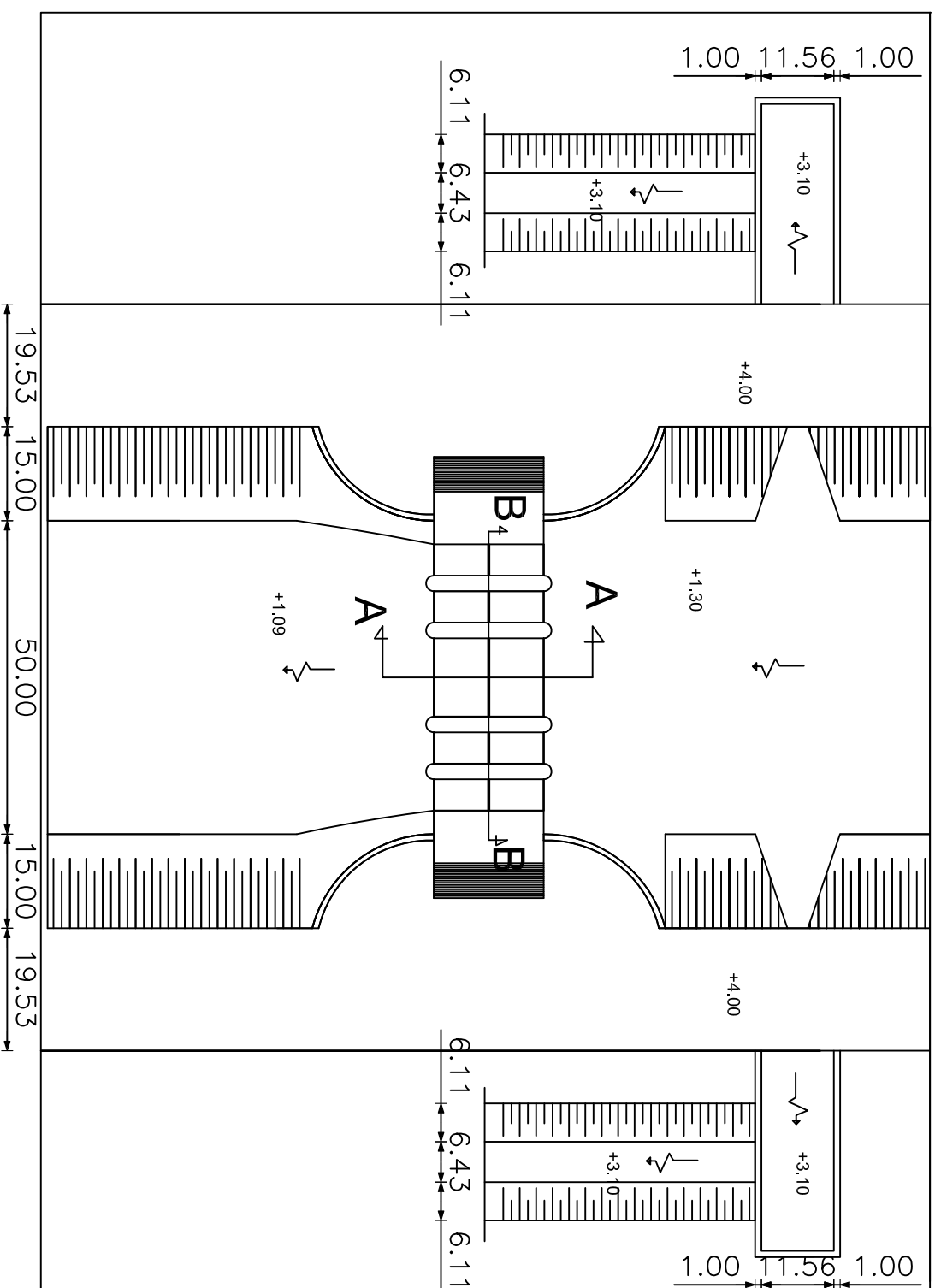
Dr.Ir. SUHARJOKO, MT.
19560119 198403 1 001
Ir. CHOIRUL ANWAR
19520114 198803 1 001

NAMA MAHASISWA

BAYU OKTORUSADI
3112030112

NO JUMLAH

3 20



DENAH DAM SUMP (EXISTING)

SKALA 1 : 200

JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF PENGENDALIAN
BANJIR ARFOER PUCANG
DENGAN SUDETAN DI DESA
CEMENGBAKALAN KABUPATEN
SIDOARJO

NAMA GAMBAR

POTONGAN A-A' DAM SUMPUT
(EXISTING)

DOSEN PEMBIMBING

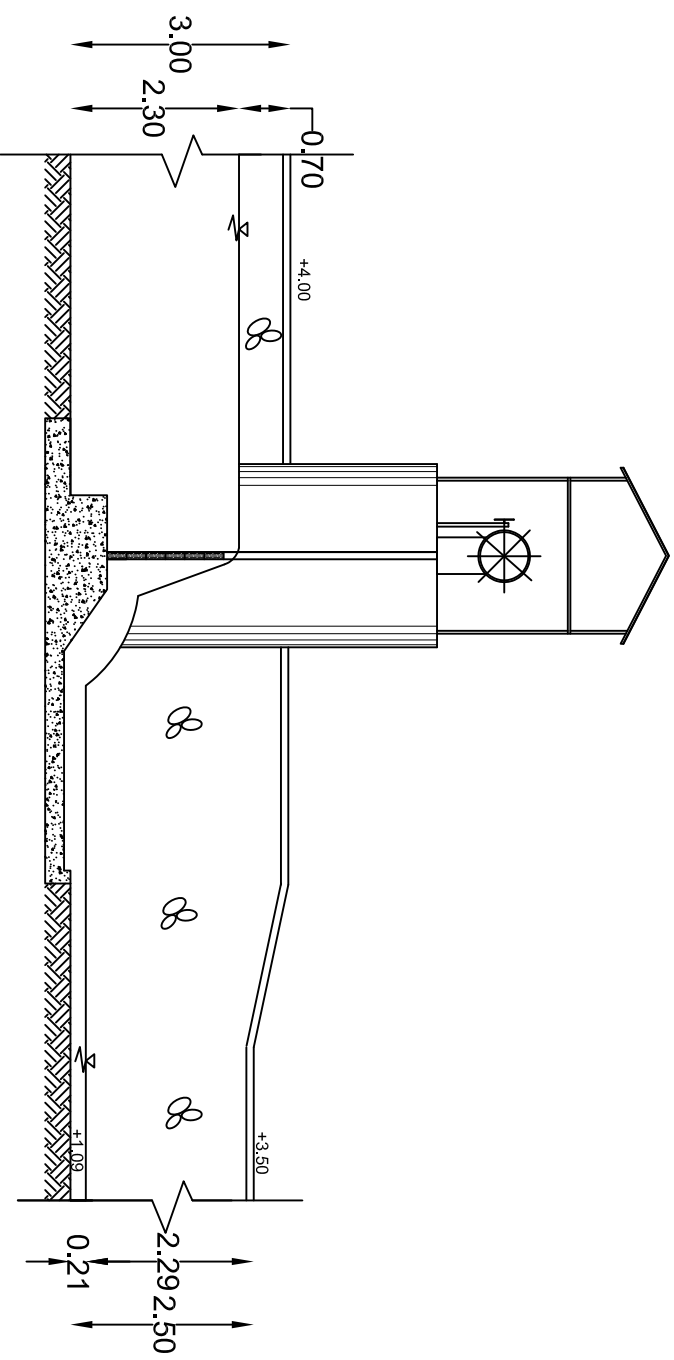
Dr.Ir. SUHARJOKO, MT.
19560119 198403 1 001
Ir. CHOIRUL ANWAR
19520114 198803 1 001

NAMA MAHASISWA

BAYU OKTORUSADI
3112030112

NO	JUMLAH
----	--------

4	20
---	----



POT A-A'

SKALA 1 : 100

JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF PENGENDALIAN
BANJIR ARAVOER PUCANG
DENGAN SUDETAN DI DESA
CEMENGBAKALAN KABUPATEN
SIDOARJO

NAMA GAMBAR

POTONGAN B-B' DAM SUMPUT
(EXISTING)

DOSEN PEMBIMBING

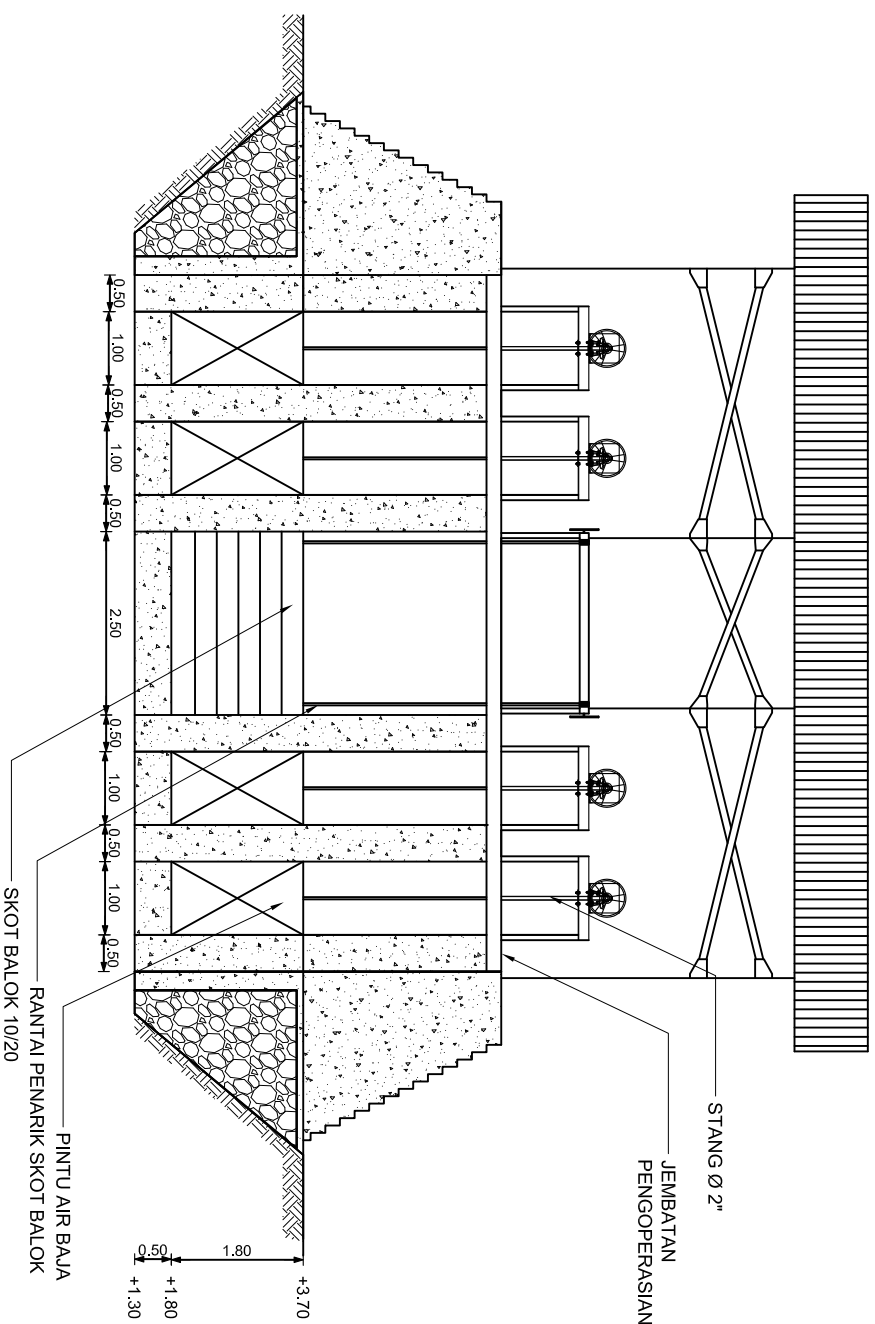
Dr.Ir. SUHARJOKO, MT.
19560119 198403 1 001
Ir. CHOIRUL ANWAR
19520114 198803 1 001

NAMA MAHASISWA

BAYU OKTORUSADI
3112030112

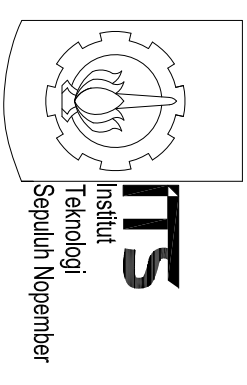
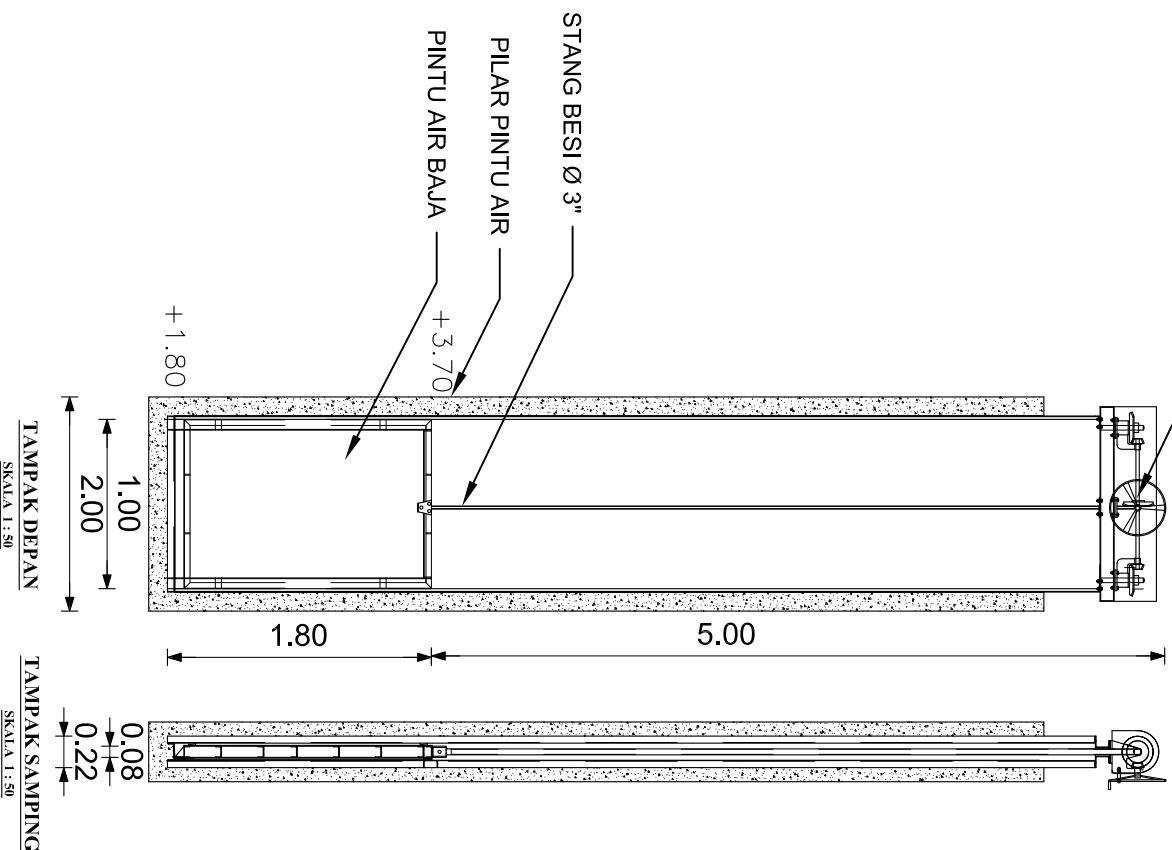
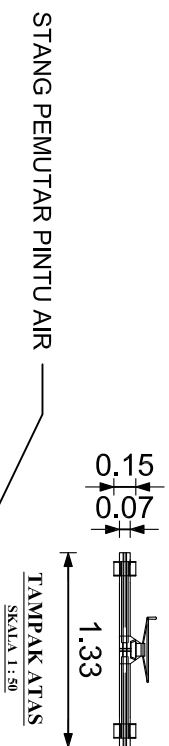
NO JUMLAH

5 20



POT B-B'

SKALA 1 : 100



JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF PENGENDALIAN
BANJIR ARAVOER PUCANG
DENGAN SUDETAN DI DESA
CEMENGBAKALAN KABUPATEN
SIDOARJO

NAMA GAMBAR

DETAIL PINTU AIR SUMPUT

DOSEN PEMBIMBING

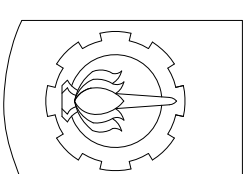
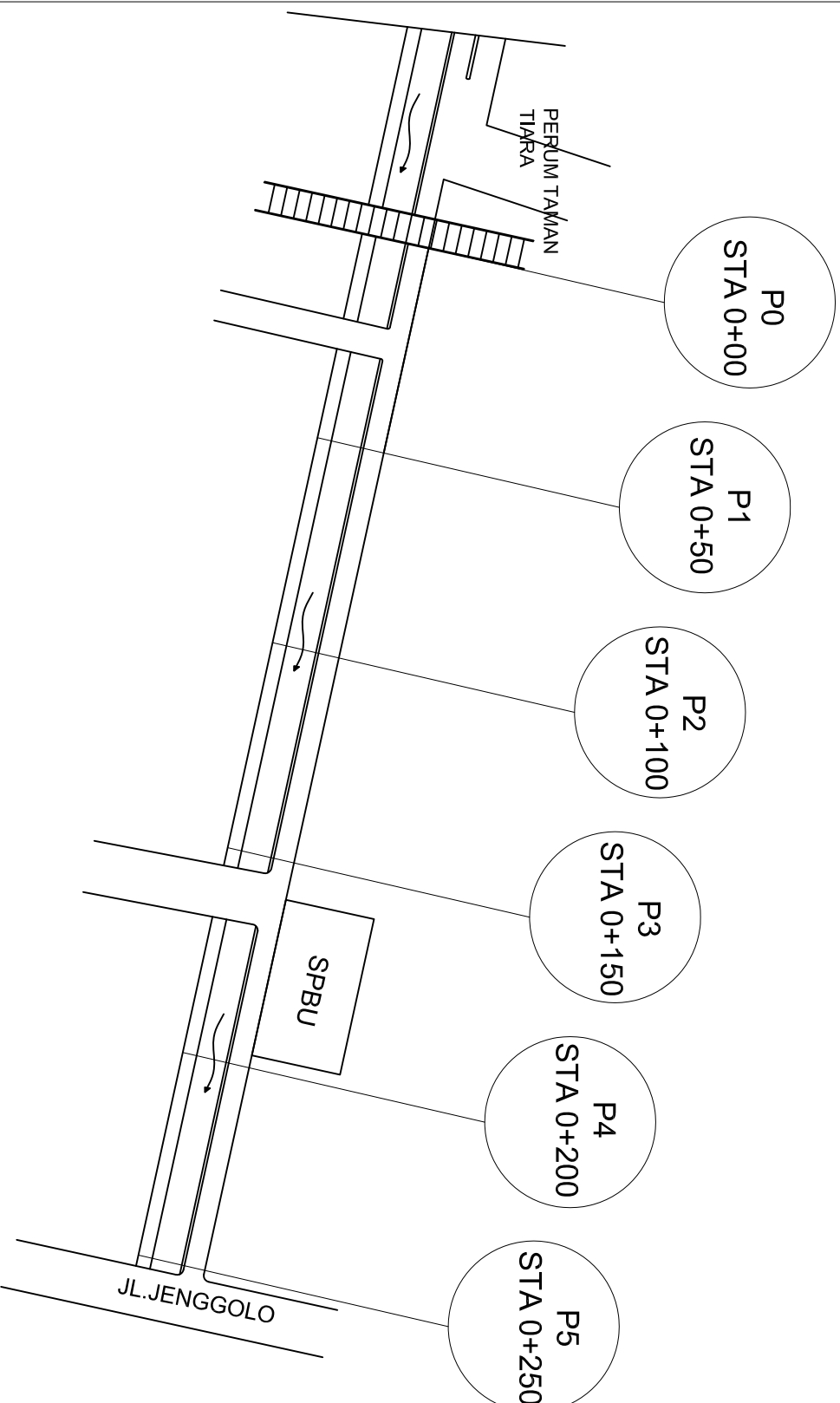
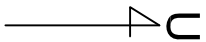
Dr.Ir. SUHARJOKO, MT.
19560119 198403 1 001
Ir. CHOIRUL ANWAR
19520114 198803 1 001

NAMA MAHASISWA

BAYU OKTORUSADI
3112030112

NO JUMLAH

6 20



ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF PENGENDALIAN
BANJIR AFVOER PUCANG
DENGAN SUDETAN DI DESA
CEMENGBAKALAN KABUPATEN
SIDOARJO

NAMA GAMBAR

SITUASI PENGUKURAN AFVOER
PUCANG

DOSEN PEMBIMBING

Dr.Ir. SUHARJOKO, MT.
19560119 198403 1 001
Ir. CHOIRUL ANWAR
19520114 198803 1 001

NAMA MAHASISWA

BAYU OKTORUSADI
3112030112

NO	JUMLAH
7	20

SITUASI PENGUKURAN

SKALA : NS

JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF PENGENDALIAN
BANJIR AFVOER PUCANG
DENGAN SUDETAN DI DESA
CEMENGBAKALAN KABUPATEN
SIDOARJO

NAMA GAMBAR

POTONGAN MEMANJANG HASIL
PENGUKURAN AFVOER
PUCANG

DOSEN PEMBIMBING

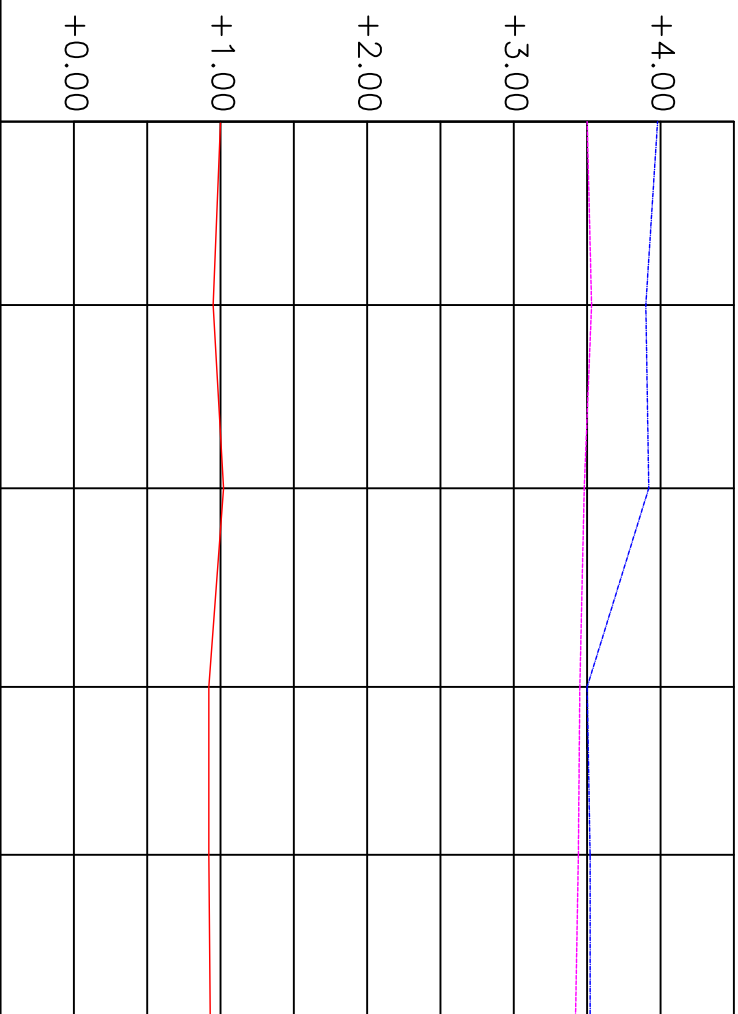
Dr.Ir. SUHARJOKO, MT.
19560119 198403 1 001
Ir. CHOIRUL ANWAR
19520114 198803 1 001

NAMA MAHASISWA

BAYU OKTORUSADI
3112030112

NO	JUMLAH
----	--------

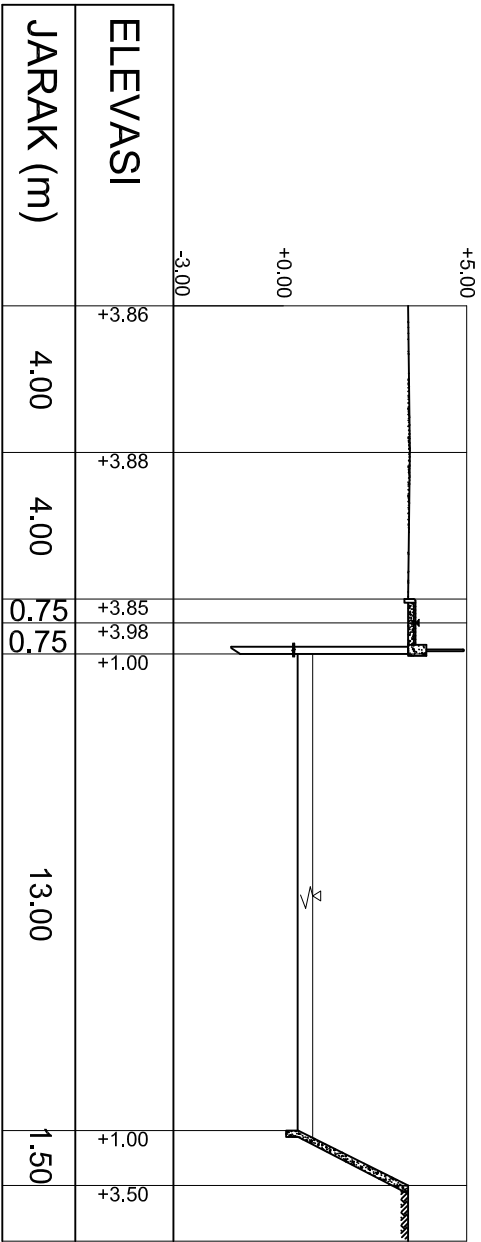
8	20
---	----



EXISTING						
NOMOR PATOK	P0	P1	P2	P3	P4	P5
JARAK LANGSUNG	50	50	50	50	50	50
ELV. TANGGUL UTARA	+3.98	+3.90	+3.92	+3.50	+3.52	+3.52
ELV. TANGGUL SELATAN	+3.50	+3.53	+3.48	+3.45	+3.44	+3.42
ELV. DASAR SALURAN	+1.00	+0.95	+1.02	+0.92	+0.92	+0.93

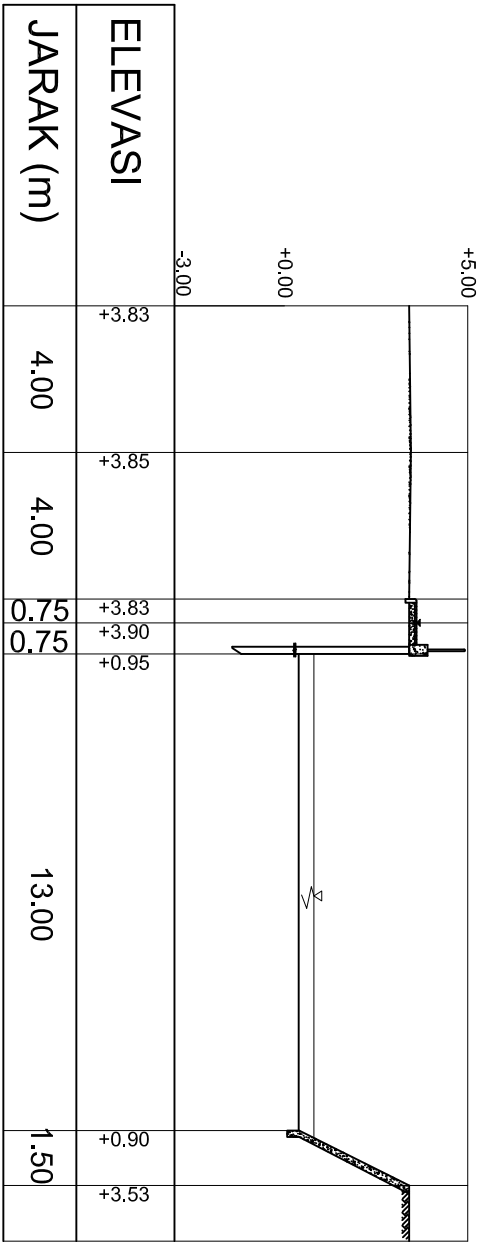
POTONGAN MEMANJANG

Skala Vertikal 1 : 50
Skala Horizontal 1 : 200



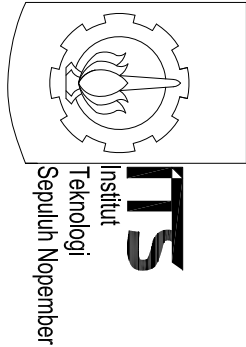
POTONGAN P0 STA 0+00

SKALA 1 : 200



POTONGAN P1 STA 0+50

SKALA 1 : 200



JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF PENGENDALIAN
BANJIR ARAFOR PUCANG
DENGAN SUDETAN DI DESA
CEMENGBAKALAN KABUPATEN
SIDOARJO

NAMA GAMBAR

POT. P0 DAN P1

DOSEN PEMBIMBING

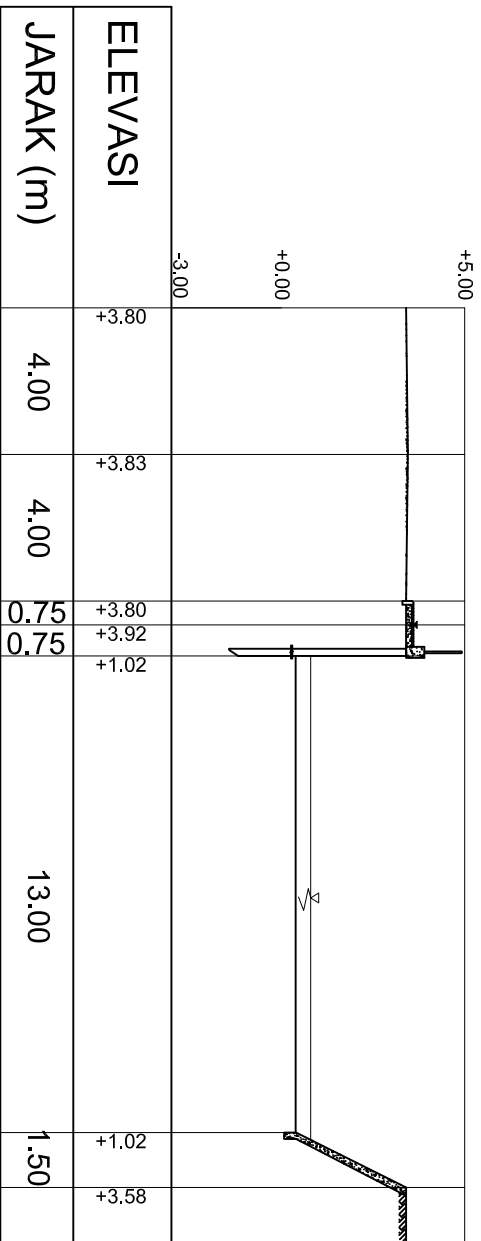
Dr.Ir. SUHARJOKO, MT.
19560119 198403 1 001
Ir. CHOIRUL ANWAR
19520114 198803 1 001

NAMA MAHASISWA

BAYU OKTORUSADI
3112030112

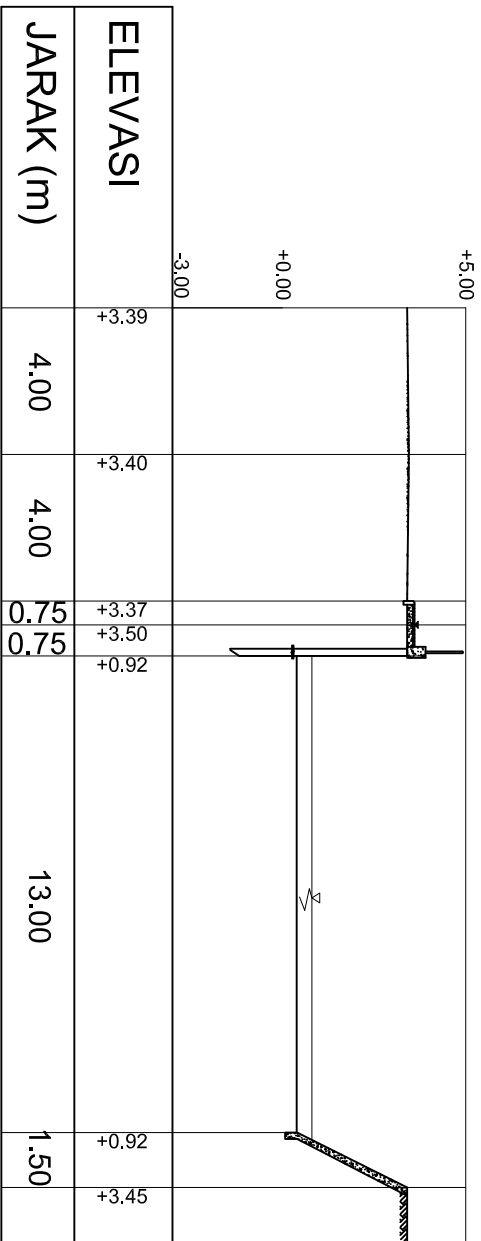
NO JUMLAH

9 20



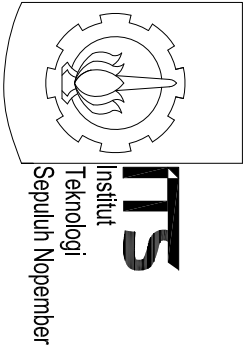
POTONGAN P2 STA 0+100

SKALA 1 : 200



POTONGAN P3 STA 0+150

SKALA 1 : 200



JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF PENGENDALIAN
BANJIR ARAH PUCANG
DENGAN SUDETAN DI DESA
CEMENGBAKALAN KABUPATEN
SIDOARJO

NAMA GAMBAR

POTONGAN
P2 DAN P3

DOSEN PEMBIMBING

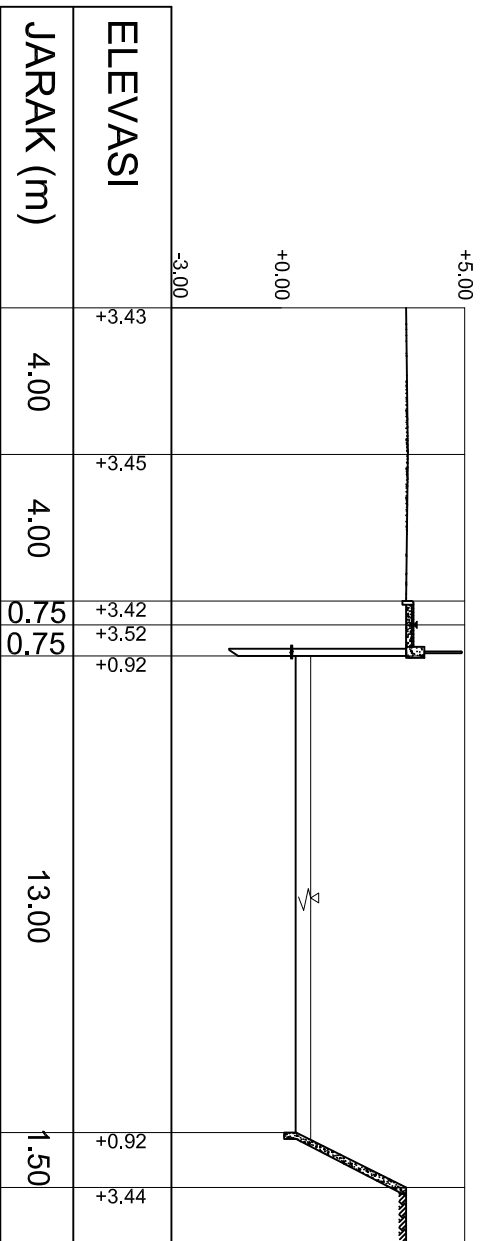
Dr.Ir. SUHARJOKO, MT.
19560119 198403 1 001
Ir. CHOIRUL ANWAR
19520114 198803 1 001

NAMA MAHASISWA

BAYU OKTORUSADI
3112030112

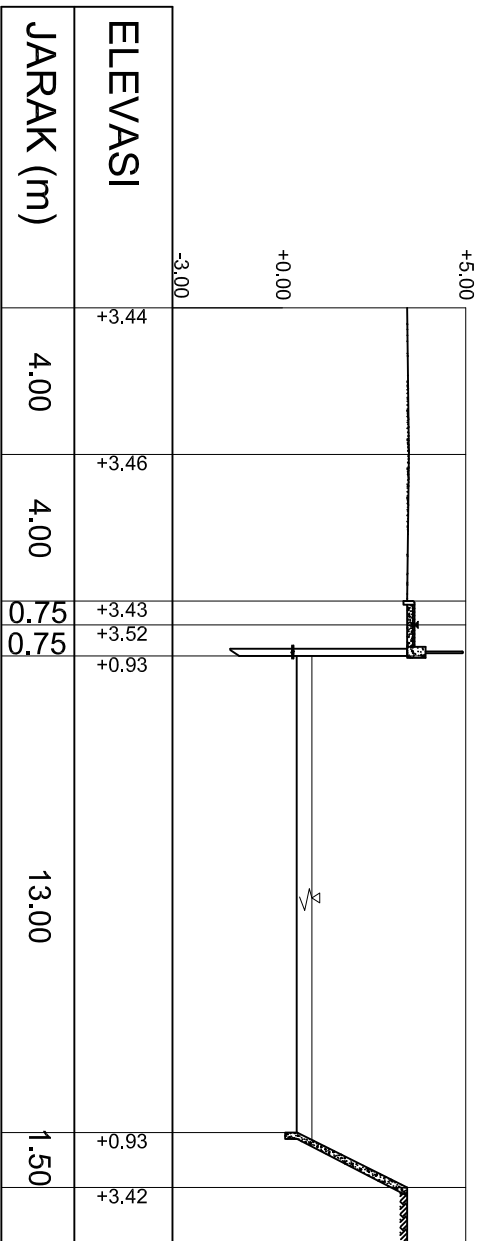
NO JUMLAH

10 20



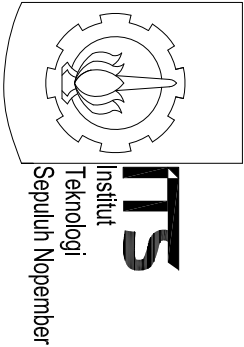
POTONGAN P4 STA 0+200

SKALA 1 : 200



POTONGAN P5 STA 0+250

SKALA 1 : 200



JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF PENGENDALIAN BANJIR ARAH PUCANG DENGAN SUDETAN DI DESA CEMENGBAKALAN KABUPATEN SIDOARJO

NAMA GAMBAR

POTONGAN P4 DAN P5

DOSEN PEMBIMBING

Dr.Ir. SUHARJOKO, MT.
19560119 198403 1 001
Ir. CHOIRUL ANWAR
19520114 198803 1 001

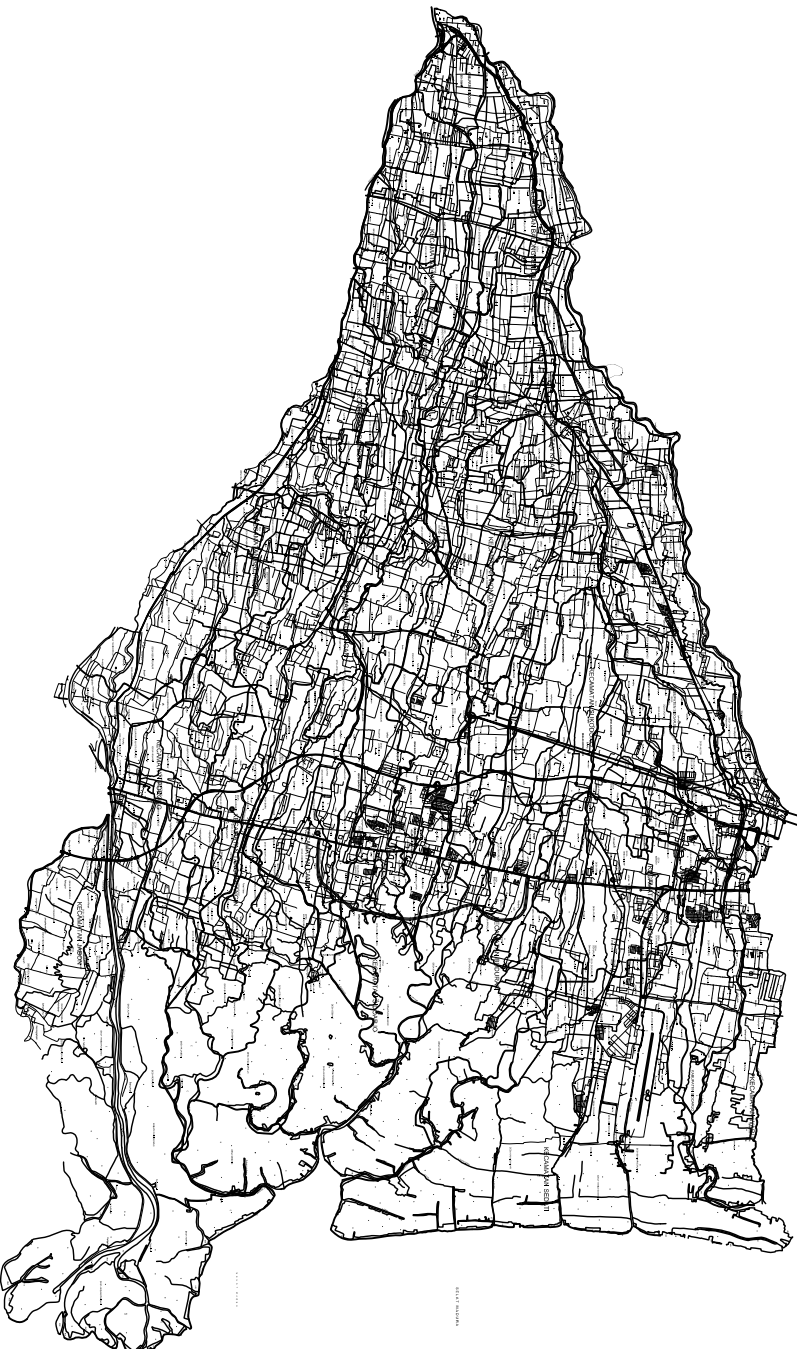
NAMA MAHASISWA

BAYU OKTORUSADI
3112030112

NO JUMLAH

11 20

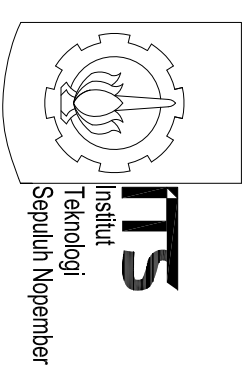
LOKASI STUDI



PETA LOKASI STUDI

SKALA 1 : 200000

SUMBER : DINAS PU PENGAIRAN KABUPATEN SIDOARJO



JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF PENGENDALIAN
BANJIR ARAVOER PUCANG
DENGAN SUDETAN DI DESA
CEMENGBAKALAN KABUPATEN
SIDOARJO

NAMA GAMBAR

LOKASI STUDI

DOSEN PEMBIMBING

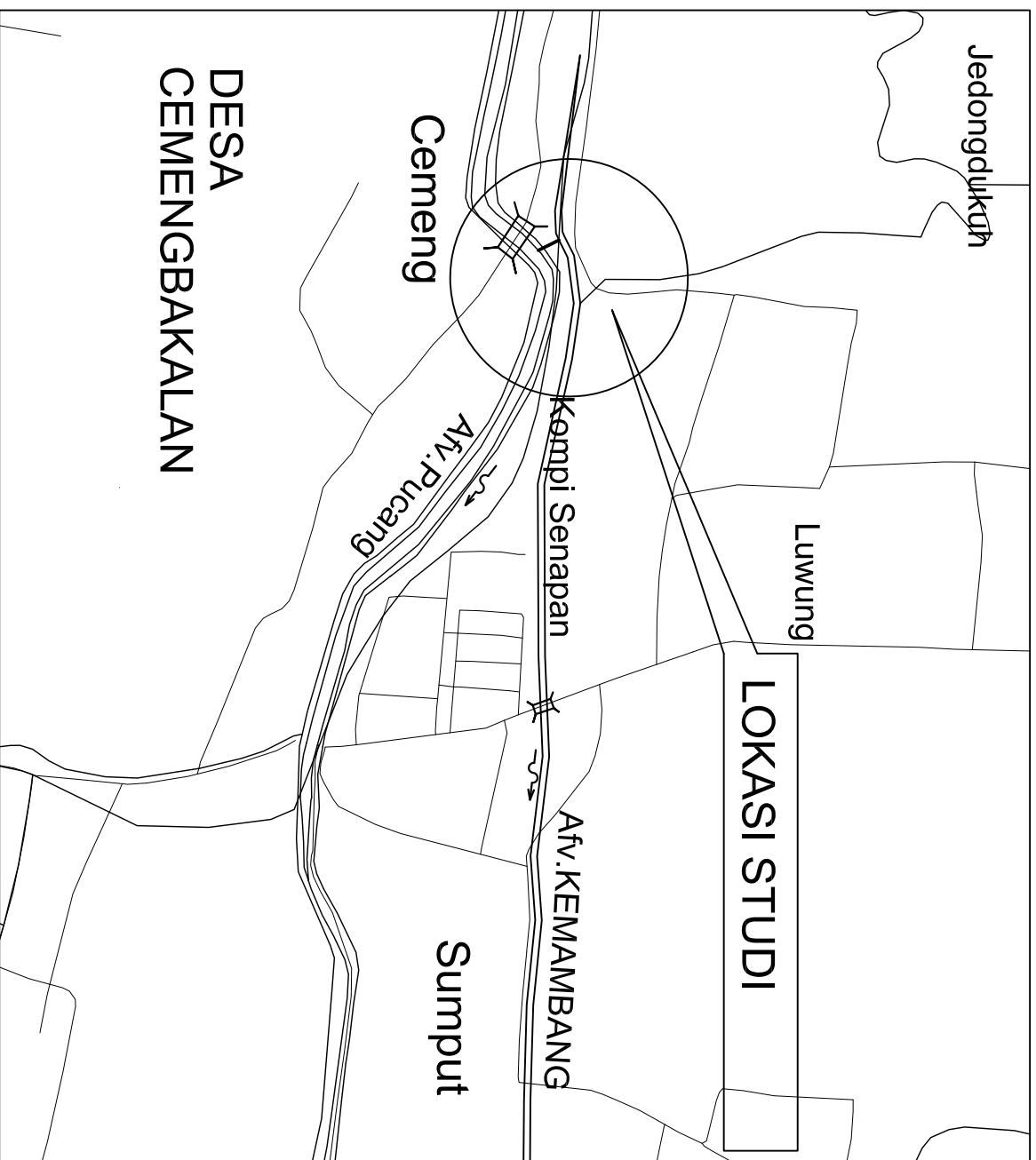
Dr.Ir. SUHARJOKO, MT.
19560119 198403 1 001
Ir. CHOIRUL ANWAR
19520114 198803 1 001

NAMA MAHASISWA

BAYU OKTORUSADI
3112030112

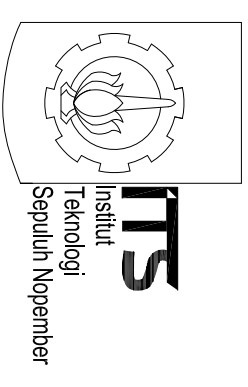
NO JUMLAH

12 20



PETA LOKASI STUDI

SKALA 1 : 2000



JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF PENGENDALIAN
BANJIR ATRVOER PUCANG
DENGAN SUDETAN DI DESA
CEMENGBAKALAN KABUPATEN
SIDOARJO

NAMA GAMBAR

LOKASI STUDI

DOSEN PEMBIMBING

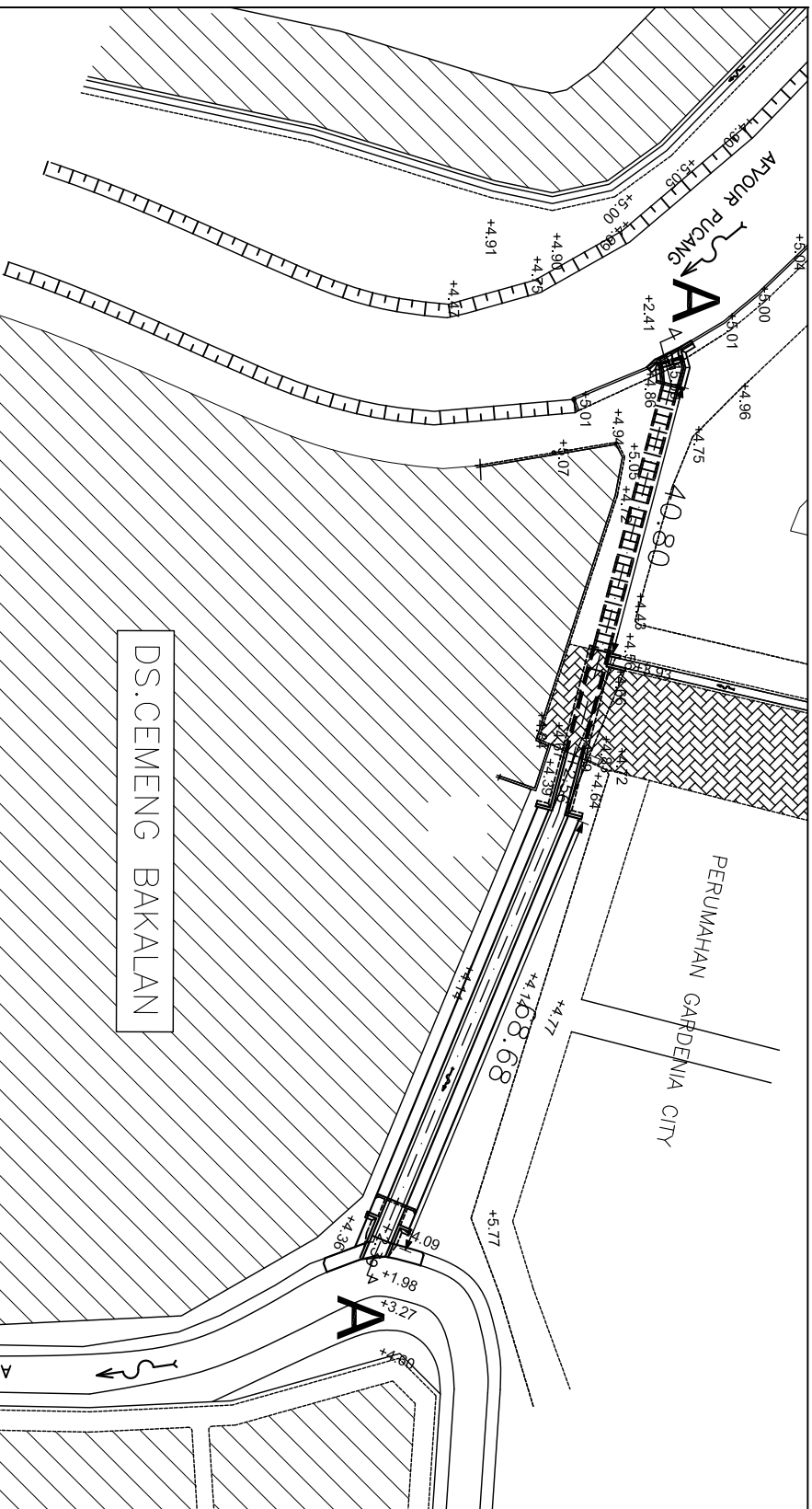
Dr.Ir. SUHARJOKO, MT.
19560119 198403 1 001
Ir. CHOIRUL ANWAR
19520114 198803 1 001

NAMA MAHASISWA

BAYU OKTORUSADI
3112030112

NO JUMLAH

13 20

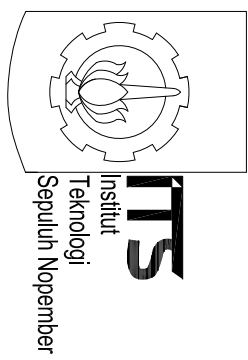
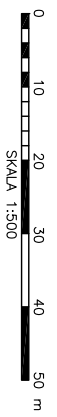


LEGENDA

- PAS. BATU KALI 1pc4ps
- URUGAN DENGAN KEMIRINGAN
- GALIAN DENGAN KEMIRINGAN
- PERMUKAAN TANAH (POTONGAN)
- KEMIRINGAN PAS. BATU KALI
- BETON BERTULANG
- BETON SIKLOP
- BETON TUMBUK (tanpa tulangan)
- PETUNJUK POTONGAN

SITUASI

Skala 1 : 1000



JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF PENGENDALIAN BANJIR AFVOER PUCANG DENGAN SUDETAN DI DESA CEMENGBAKALAN KABUPATEN SIDOARJO

NAMA GAMBAR

LOKASI STUDI

DOSEN PEMBIMBING

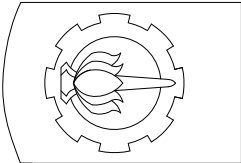
Dr.Ir. SUHARJOKO, MT.
19560119 198403 1 001
Ir. CHOIRUL ANWAR
19520114 198803 1 001

NAMA MAHASISWA

BAYU OKTORUSADI
3112030112

NO JUMLAH

14 20



5

Teknologi

Sepuluh Nopember

JUDUL TUGAS AKHIR

**ALTERNATIF PENGENDALIAN
BANJIR AFOVER PUCANG
DENGAN SUDETAN DI DESA
CEMENGBAKALAN KABUPATEN
SIDOARJO**

NAMA GAMBAR

POTONGAN MEMANJANG BOX CULVERT

DOSEN PEMBIMBING

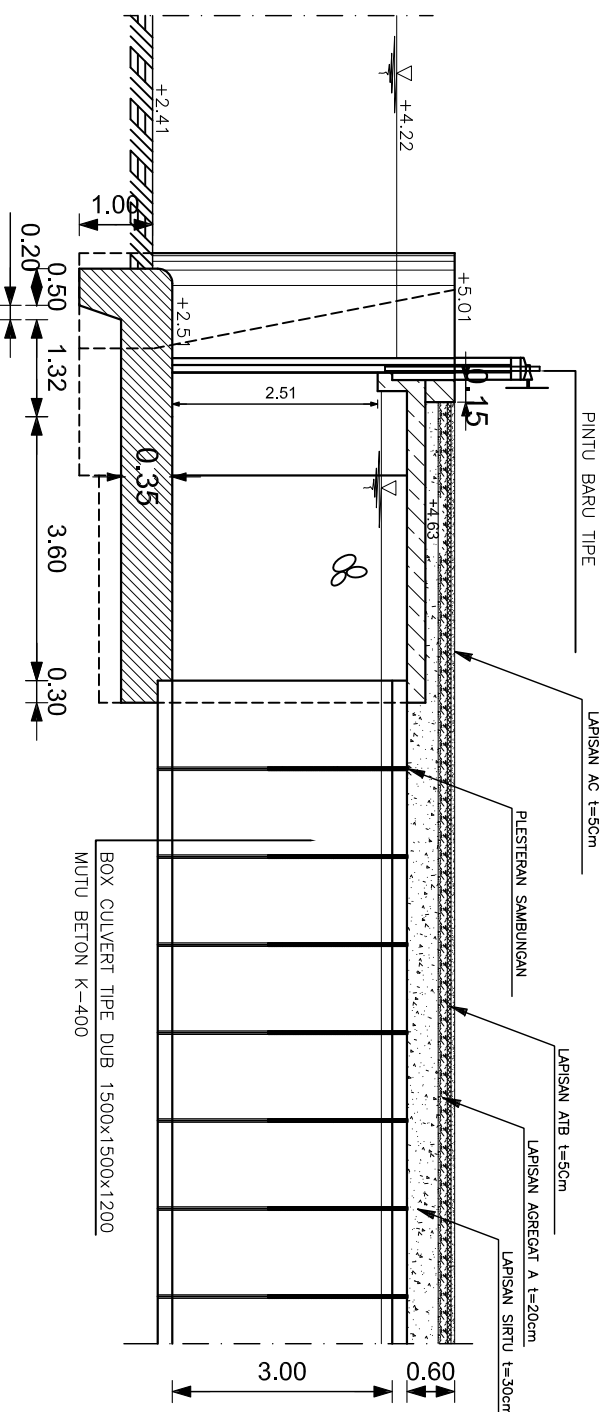
**Dr. Ir. SUHARJOKO, MT.
19560119 198403 1 001
Ir. CHOIRUL ANWAR
19520114 198803 1 001**

NAMA MAHASISWA

BAYU OKTORUSADI
3112030112

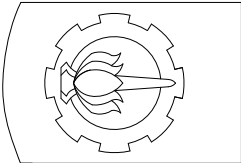
NO	JUMLAH
----	--------

1520



POTONGAN A-A (BOX CULVERT)

SKALA 1:50



5

**Institut
Teknologi**

Sepuluh Nopember

JUDUL TUGAS AKHIR

**ALTERNATIF PENGENDALIAN
BANJIR AFOER PUCANG
DENGAN SUDETAN DI DESA
CEMENGBAKALAN KABUPATEN
SIDOARJO**

NAMA GAMBAR

POTONGAN MEMANJANG
SALURAN SUDETAN PASANGAN
BATU KALI

DOSEN PEMBIMBING

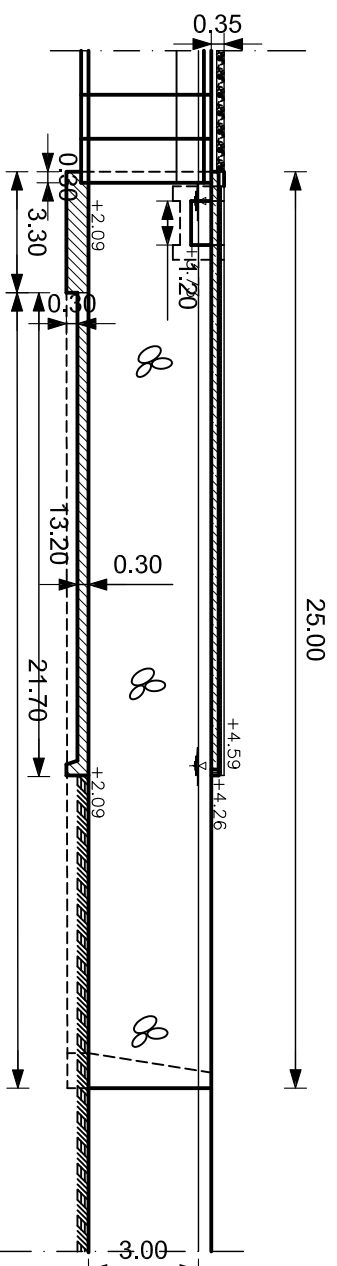
**Dr. Ir. SUHARJOKO, MT.
19560119 198403 1 001
Ir. CHOIRUL ANWAR
19520114 198803 1 001**

NAMA MAHASISWA

BAYU OKTORUSADI
3112030112

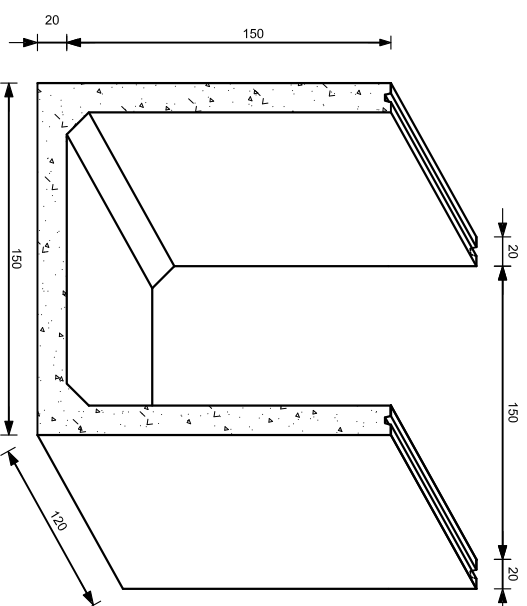
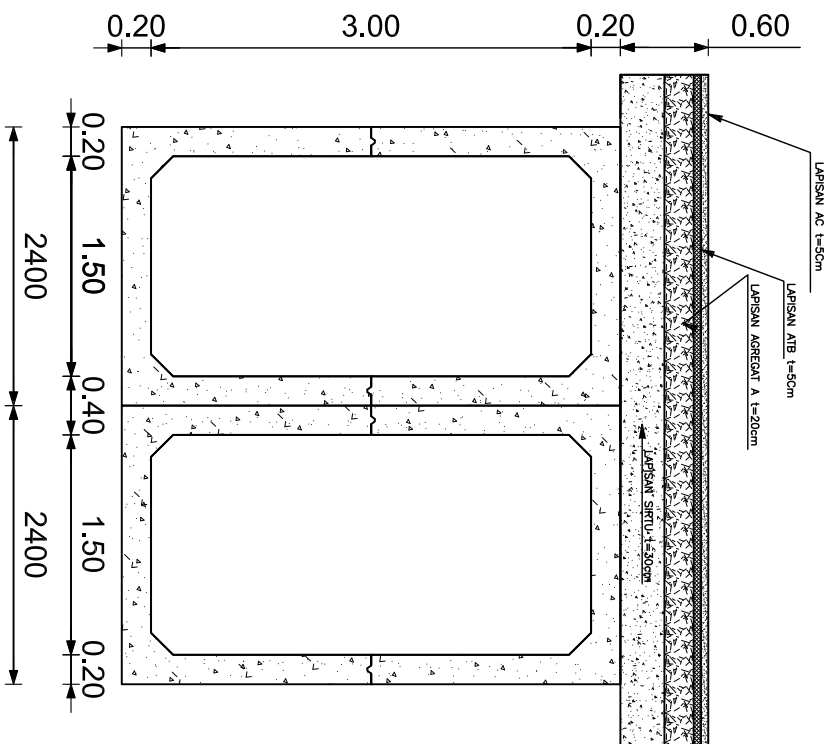
NO	JUMLAH
----	--------

1620



POTONGAN A-A (PASANGAN BATU KALI)

SKALA 1 : 200

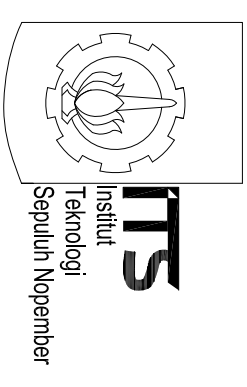


BOX CULVERT TIPE 2000X2500X1200

MUTU BETON K-400

DETAIL KONSTRUKSI BOX CULVERT DAN ASPHAL

Skala 1 : 20



JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF PENGENDALIAN
BANJIR ARAFOR PUCANG
DENGAN SUDETAN DI DESA
CEMENGBAKALAN KABUPATEN
SIDOARJO

NAMA GAMBAR

DETAIL BOX CULVERT

DOSEN PEMBIMBING

Dr.Ir. SUHARJOKO, MT.
19560119 198403 1 001
Ir. CHOIRUL ANWAR
19520114 198803 1 001

NAMA MAHASISWA

BAYU OKTORUSADI
3112030112

NO JUMLAH

17 20

JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF PENGENDALIAN
BANJIR AYOER PUCANG
DENGAN SUDETAN DI DESA
CEMENGBAKALAN KABUPATEN
SIDOARJO

NAMA GAMBAR

POTONGAN MELINTANG
SALURAN SUDETAN PASANGAN
BATU KALI

DOSEN PEMBIMBING

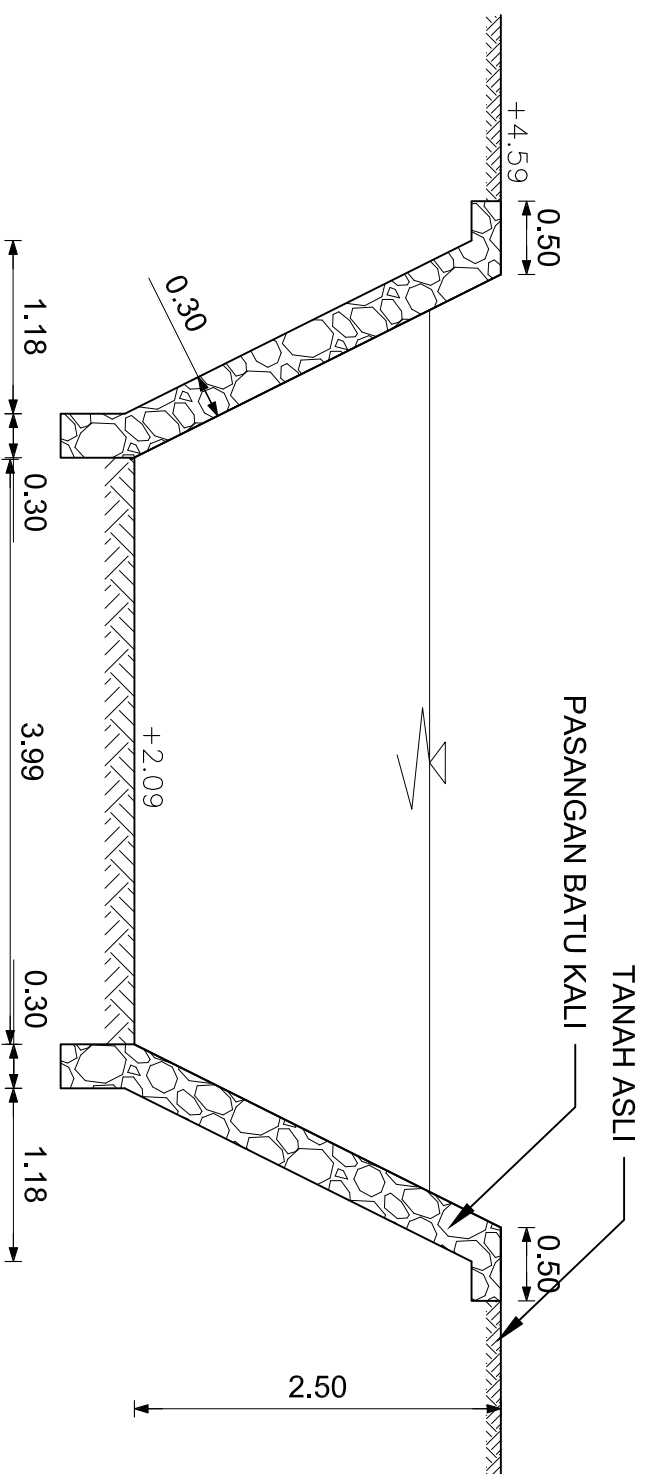
Dr.Ir. SUHARJOKO, MT.
19560119 198403 1 001
Ir. CHOIRUL ANWAR
19520114 198803 1 001

NAMA MAHASISWA

BAYU OKTORUSADI
3112030112

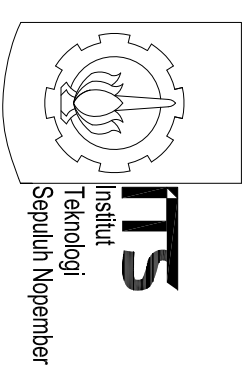
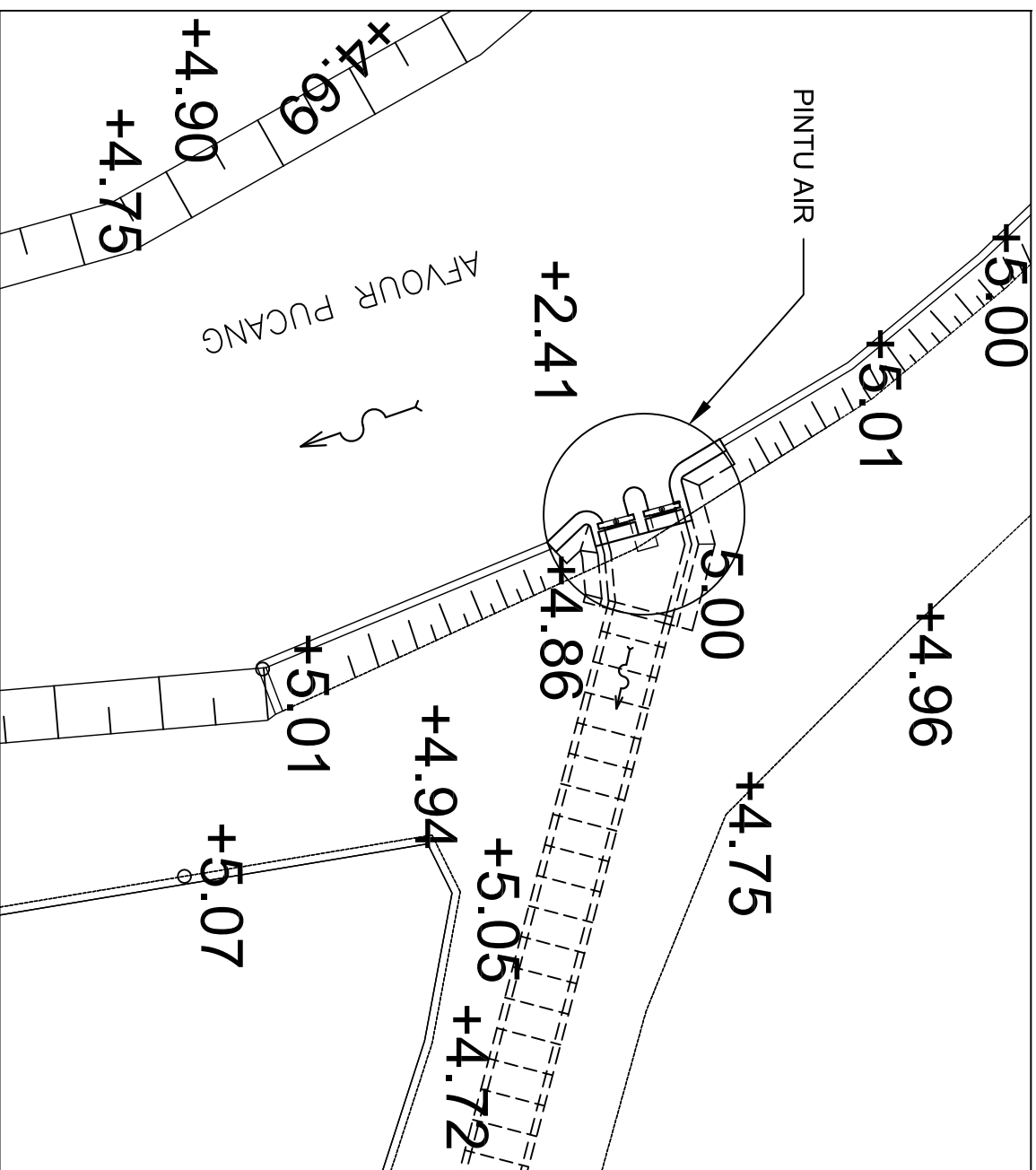
NO	JUMLAH
----	--------

18	20
----	----



POTONGAN SALURAN SUDETAN PASANGAN BATU KALI

Skala 1 : 50



JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF PENGENDALIAN
BANJIR AFVOER PUCANG
DENGAN SUDETAN DI DESA
CEMENGBAKALAN KABUPATEN
SIDOARJO

NAMA GAMBAR

DENAH PINTU AIR SUDETAN

DOSEN PEMBIMBING

Dr.Ir. SUHARJOKO, MT.
19560119 198403 1 001
Ir. CHOIRUL ANWAR
19520114 198803 1 001

NAMA MAHASISWA

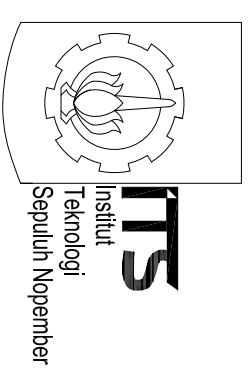
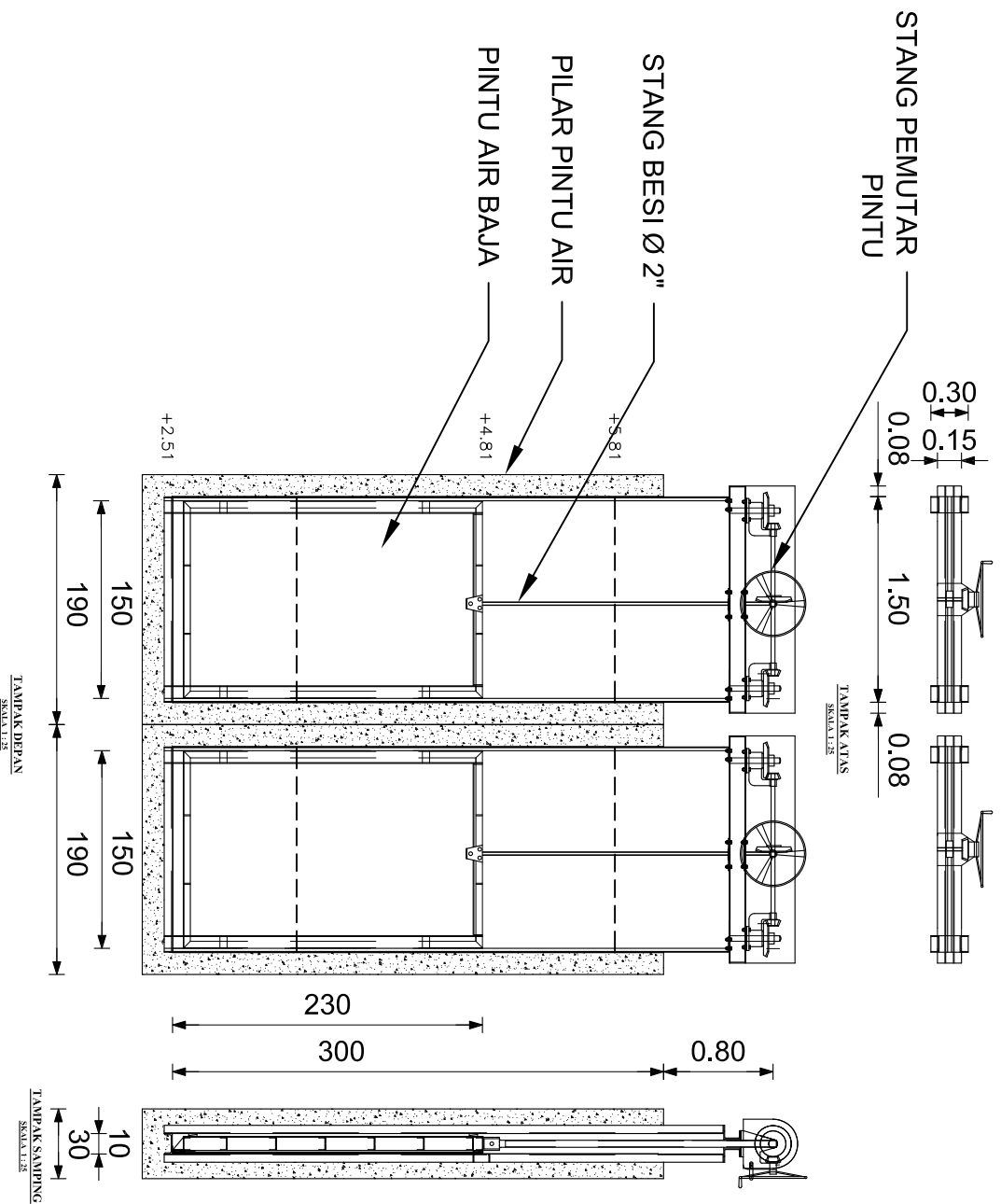
BAYU OKTORUSADI
3112030112

NO JUMLAH

19 20

DENAH PINTU AIR SUDETAN

SKALA 1 : 200



JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF PENGENDALIAN
BANJIR AYOER PUCANG
DENGAN SUDETAN DI DESA
CEMENGBAKALAN KABUPATEN
SIDOARJO

NAMA GAMBAR

DETAIL PINTU AIR SUDETAN

DOSEN PEMBIMBING

Dr.Ir. SUHARJOKO, MT.
19560119 198403 1 001
Ir. CHOIRUL ANWAR
19520114 198803 1 001

NAMA MAHASISWA

BAYU OKTORUSADI
3112030112

NO JUMLAH

20 20

BIODATA PENULIS



Penulis dilahirkan di Surabaya, 09 Oktober 1993. Penulis merupakan anak kedua dari 2 bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal yaitu di TK Aisyah Surabaya, SMP Negeri 7 Surabaya. Setelah lulus dari SMP Negeri 7 Surabaya penulis pernah bersekolah di SMA Negeri 8 Surabaya selama 1 tahun, kemudian pindah ke SMK Farmasi SEKESAL Surabaya. Setelah lulus dari SMK Farmasi SEKESAL Surabaya penulis melanjutkan studi di DIII Teknik Sipil FTSP-ITS sampai sekarang. Penulis pernah melakukan kerja praktek di proyek Bendung Gerak Sembayat Gresik selama 2,5 bulan.